



**Diogo de Almeida
Miranda Mariano**

Resposta cíclica de nós viga-pilar de edifícios de BA



**Diogo de Almeida
Miranda Mariano**

Resposta cíclica de nós viga-pilar de edifícios de BA

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Humberto Varum, Professor associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e do Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa, Professor catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

À minha filha Maria Miguel

o júri

presidente

Prof. Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum
Professor associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa
Professor catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. José Manuel da Sena Cruz
Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho

agradecimentos

O presente trabalho só foi possível com os apoios humanos e materiais concedidos por várias pessoas e entidades, que foram essenciais para a sua realização. Gostaria assim de expressar o meu profundo e sincero agradecimento a todos aqueles que, de forma mais ou menos directa, me ajudaram ao longo desta dissertação.

Ao Professor Humberto Varum, meu orientador, pelo incentivo, disponibilidade e ensinamentos transmitidos, não só durante a execução deste trabalho, mas também ao longo do curso inteiro.

Ao Professor Aníbal Costa, meu co-orientador, pela disponibilidade, conhecimentos e ensinamentos transmitidos, durante todo o meu percurso académico.

Ao Doutorando José Melo, deixo um agradecimento especial, pela paciência, partilha de conhecimentos, amizade, disponibilidade, apoio e companheirismo prestados durante o desenrolar de todo o trabalho envolvido nesta dissertação. É uma honra tê-lo como colega e amigo.

Ao Doutorando Frederico Valente, pelo apoio, paciência e companheirismo demonstrado durante esta fase.

Aos Engenheiros Renato Garcia, Randolph Borg, António Figueiredo, bem como ao funcionário do laboratório Vítor, pelo apoio e convívio durante a realização dos ensaios no laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro pela disponibilidade do espaço, e de recursos humanos e materiais.

À empresa PAVICENTRO pelo apoio na produção dos provetes.

À minha namorada Sara Rocha pela paciência e motivação.

Aos meus pais José e Maria Virgínia Mariano, e à minha irmã Joana. Não há palavras que descrevam a vossa importância.

palavras-chave

Nós exteriores de edifícios, armadura lisa, pormenores construtivos, comportamento cíclico

resumo

A actividade sísmológica, fenómeno que ocorre um pouco por todo o mundo, mostra de forma clara as consequências adversas num edifício de betão armado mal preparado para resistir aos efeitos cíclicos provocados por este tipo de acção. O edificado antigo é dos mais prejudicados por estas acções, apresentando uma fraca capacidade de dissipar energia por deformação histerética dos seus elementos.

A presente dissertação pretende contribuir para uma melhor compreensão de como uma série de factores tais como o tipo de carregamento aplicado, o detalhe da armadura e a aderência entre o aço e o betão influenciam a resposta de ligações viga-pilar representativas das existentes no edificado erigido na década de 70.

Para tal efectuou-se uma bateria de ensaios experimentais impondo uma lei de deslocamentos cíclicos de amplitude crescente a um conjunto de provetes. A relação força-deslocamento, a observação do dano provocado, a capacidade de dissipação de energia e o amortecimento equivalente em função das exigências de ductilidade, são alguns dos parâmetros utilizados na análise do comportamento global dos mesmos.

As resistências máximas obtidas foram aproximadamente iguais em todos os provetes devido à semelhança geométrica dos seus elementos. As diferenças de carregamento imposto reflectiram-se essencialmente na degradação das características mecânicas do betão. Verifica-se que pormenores construtivos como o tipo de armadura utilizada e o detalhe da mesma influenciam o comportamento cíclico deste tipo de ligações.

keywords

Beam-column joints, plain bars, reinforced detailing, cyclic behaviour

abstract

Seismic activity, a recurrent phenomenon throughout the world, clearly displays the adverse consequences cyclic effects bring upon poorly executed concrete buildings, unprepared to resist them. Old buildings are more susceptible to these types of phenomena presenting a weak capacity to dissipate energy through hysteretic deformation of its compounds.

This dissertation aims to contribute to an improved understanding of how a set of variables such as the applied load, the armor detail and steel-concrete adherence influence the response of beam-column joints. These connections are representative of the ones present in buildings edified in the 70's.

In order to achieve our goals a number of experimental tests were performed on a set of specimens subject to cyclic displacements of increasingly higher amplitudes. The force-displacement ratio, the observation of damage, the capacity for energy dissipation and the equivalent dampening as a function of the ductility demands are some of the parameters employed in the global behavior analysis of the specimens.

The maximum resistance obtained was approximately identical for all the specimens due to the geometric similarity of their elements. The differences of imposed load show themselves in the degradation of the mechanical characteristics of the concrete. It was verified that constructive details such as the employed armor type and respective specifications have an influence on the cyclic behavior of these kinds of connections.

Índice Geral

1. Introdução	2
1.1. Enquadramento.....	2
1.2. Motivação.....	4
1.3. Objectivo	4
1.4. Estratégia	4
1.5. Estrutura da dissertação.....	5
2. Ligações Viga-Pilar de Betão Armado	7
2.1. Tipos de ligação	7
2.2. Principais danos provocados por sismos em edifícios de betão armado	8
2.3. Estado da Arte.....	11
2.4. Acções	15
2.4.1. Acção cíclica.....	15
2.4.2. Acção monotónica	17
2.5. Comportamento de nós externos.....	18
2.6. Variáveis que influenciam o comportamento das ligações viga-pilar	21
2.6.1. Armadura transversal	21
2.6.2. Aderência	21
2.6.3. Detalhe da armadura	25
2.6.4. Ancoragem	27
2.6.5. Força axial no pilar	30
2.6.6. Propriedades geométricas	31
2.6.7. Resistência do betão	31
2.6.8. Resistência do aço	34
2.6.9. Outros factores	37
2.7. Tipos de rotura	37
3. Análise estrutural de ligações viga-pilar	39
3.1. Relação força-deslocamento	39
3.2. Energia dissipada.....	41
3.3. Amortecimento equivalente	42
3.4. Dano observado e rótula plástica	44
4. Processo experimental.....	45
4.1. Características geométricas	45

4.2.	Propriedades dos materiais	46
4.2.1.	Betão	46
4.2.2.	Aço.....	48
4.3.	Disposição das armaduras.....	50
4.3.1.	Provete TPA.....	51
4.3.2.	Provete TPB.....	51
4.3.3.	Provete TPC.....	52
4.3.4.	Provete TD.....	53
4.4.	Execução dos provetes.....	53
4.5.	Esquema de ensaio	54
4.5.1.	Plataforma de ensaio	54
4.5.2.	Instrumentação dos provetes	58
5.	Apresentação e Análise de Resultados	61
5.1.	Provete TPA-1	61
5.1.1.	Relação força-deslocamento.....	61
5.1.2.	Danos e comprimentos de rótula plástica observados.....	62
5.2.	Provete TPA-2	63
5.2.1.	Relação força-deslocamento.....	63
5.2.2.	Danos e comprimentos de rótula plástica observados.....	65
5.3.	Provete TPB-1	66
5.3.1.	Relação força-deslocamento.....	66
5.4.	Provete TPB-2	68
5.4.1.	Relação força-deslocamento.....	68
5.4.2.	Energia dissipada e amortecimento equivalente	69
5.4.3.	Danos e comprimentos de rótula plástica observados.....	70
5.5.	Provete TPC	72
5.5.1.	Relação força-deslocamento	72
5.5.2.	Energia dissipada e amortecimento equivalente	73
5.5.3.	Danos e comprimentos de rótula plástica observados.....	74
5.6.	Provete TD.....	75
5.6.1.	Relação força – deslocamento	75
5.6.2.	Energia dissipada e amortecimento equivalente	76
5.6.3.	Danos e comprimentos de rótula plástica observados.....	77
6.	Discussão dos resultados	79

6.1.	Análise global	79
6.1.1.	Relação força-deslocamento	79
6.1.2.	Energia dissipada e amortecimento equivalente	80
6.1.3.	Danos e comprimentos de rótula plástica observados	82
6.2.	Diferenças do tipo de carregamento	83
6.3.	Influência da emenda da armadura no pilar.....	86
6.3.1.	Relação força-deslocamento	86
6.3.2.	Energia dissipada e amortecimento equivalente	88
6.3.3.	Danos e comprimentos de rótula plástica observados	89
6.3.4.	Relação momento-curvatura.....	90
6.4.	Influência da pormenorização da armadura da viga	91
6.4.1.	Envoltentes força-deslocamento	91
6.4.2.	Energia dissipada e amortecimento equivalente	92
6.4.3.	Danos e comprimentos de rótula plástica observados	94
6.4.4.	Rotação absoluta da ligação viga-pilar	95
6.5.	Influência do escorregamento	95
6.5.1.	Envoltentes força-deslocamento	95
6.5.2.	Energia dissipada e amortecimento equivalente	96
6.5.3.	Danos e comprimentos de rótula plástica observados	98
6.5.4.	Relação momento-curvatura.....	99
7.	Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	101
7.1.	Conclusões	101
7.2.	Possíveis acções de desenvolvimento futuro	102
	Referências bibliográficas	105

Índice de Figuras

Figura 1- Nós viga-pilar: a) externo; b) interno	7
Figura 2 - a) Edifícios adjacentes (EERI México II, 1987); b) Liquefacção do solo de fundação (Niigata, 1964) (BHATT, 2007)	9
Figura 3 - Má pormenorização das armaduras (BHATT, 2007)	9
Figura 4 - a) viga com comportamento não dúctil (VARUM, 2003); b) rotura em pilar por flexão; c) resistência inadequada dos nós viga-pilar (ASCHHEIM, 2001)	10
Figura 5 - a) “ <i>soft-storey</i> ” (BHATT, 2007); b) mecanismo viga forte – pilar fraco (VARUM, 2003)	11
Figura 6 - Curva teórica de aderência-escorregamento (TASSIOS, 1979)	18
Figura 7 - Nós de pórtico externos: a) esforços actuantes; b) tensões e forças resultantes	19
Figura 8 - Aderência por atrito (GUEDES, 1997)	23
Figura 9 - Resistência mecânica numa barra lisa (MELO, 2009)	24
Figura 10 - Mecanismo de aderência após fissuração (FERNANDES, 2000)	25
Figura 11 – Arranjo de armadura: a) Tipo A; b) Tipo B; c) Tipo C (SCOTT, 1996)	26
Figura 12 - Ancoragem de barras comprimidas (FUSCO, 1995)	29
Figura 13 – Ilustração demonstrativa de mandril em gancho	30
Figura 14 – Efeito do confinamento do betão (GUEDES, 1997)	32
Figura 15 – Gráfico monotónico tensão-extensão para forças de tracção do betão (GUEDES, 1997)	33
Figura 16 – Comportamento do betão sujeito a carregamento cíclico (GUEDES, 1997) ..	33
Figura 17 – Gráfico tensão vs deformação de um aço com baixo teor em carbono (NATAL et al., 2005)	34
Figura 18 – Gráfico tensão vs deformação com descarregamento e carregamento (NATAL et al., 2005)	35
Figura 19 – Lei constitutiva para carregamentos cíclicos (MENEGOTTO et al., 1973)	36
Figura 20 – a) Exemplo da relação Força – Deslocamento; b) ciclos de deslocamento impostos;	40
Figura 21 – Cálculo de deslocamento de cedência: a) 1ª condição; b) 2ª condição; (GARCIA, 2011)	41
Figura 22 – Exemplo de gráfico de Energia Dissipada, E_d	42
Figura 23 – Ciclos de histerese (CHOPRA, 2001)	43
Figura 24 – Representação de nó externo	45
Figura 25 – Dimensões do Nó: a) provete; b) secções transversais;	46

Figura 26 – Ensaio de tracção do aço A235 NL: a) diâmetro 8 mm; b) diâmetro 12 mm;	49
Figura 27 – Ensaio de tracção do aço A400NRSD; a) diâmetro 8 mm; b) diâmetro 12 mm;	49
Figura 28 – Pormenorização de ancoragem utilizada	50
Figura 29 – Armadura do provete TPA: a) disposição geral; b) detalhes das secções;	51
Figura 30 - Armadura do provete TPB: a) disposição geral; b) detalhes das secções;	52
Figura 31 - Armadura do provete TPC: a) disposição geral; b) detalhes da secções;	52
Figura 32 - Armadura do provete TPA: a) disposição geral; b) detalhes das secções;	53
Figura 33 – Exemplo de armadura e cofragem.....	53
Figura 34 – Lei de deslocamentos padrão.....	54
Figura 35 – Esquema geral	55
Figura 36 – Esquema de plataforma de ensaio	56
Figura 37 – Ilustrações dos apoios: a) apoio servo-actuator; b) apoio duplo;	56
Figura 38 – a) mecanismo de esfera com apoio; b) apoio simples da viga;	57
Figura 39 – Chapa de topo.....	57
Figura 40 - Instrumentação	58
Figura 41 – Esquema de distribuição de sensores	59
Figura 42 - Gráfico força-deslocamento TPA-1	61
Figura 43 – Dano final do provete TPA-1: a) Distribuição do dano; b) Detalhe no nó;	62
Figura 44 – Relação força-deslocamento TPA-2: a) resposta cíclica; b) envolvente;	63
Figura 45 – Evolução da energia dissipada no ensaio do provete TPA-2	64
Figura 46 – Amortecimento equivalente (TPA-2)	65
Figura 47 - Dano final do provete TPA-2: a) Distribuição do dano; b) Detalhe no nó;	65
Figura 48 – Gráfico força-deslocamento TPB-1.....	67
Figura 49 – Dano final do provete TPB-1: a) Distribuição do dano; b) Detalhe no nó;	67
Figura 50 - Relação força-deslocamento TPB-2: a) resposta cíclica; b) envolvente;	69
Figura 51 – Evolução da energia dissipada no ensaio do provete TPB-2	70
Figura 52 – Amortecimento equivalente (TPB-2)	70
Figura 53 - Dano final do provete TPB-2: a) Distribuição do dano; b) Detalhe no nó;	71
Figura 54 - Relação força-deslocamento TPC: a) resposta cíclica; b) envolvente;	72
Figura 55 – Evolução da energia dissipada no ensaio do provete TPC	73
Figura 56 – Amortecimento equivalente (TPC)	73
Figura 57 - Dano do provete TPC: a) Distribuição do dano; b) Detalhe no nó;	74
Figura 58 - Relação força-deslocamento TD: a) resposta cíclica; b) envolvente;	75

Figura 59 – Evolução da energia dissipada no ensaio do provete TD	76
Figura 60 - Amortecimento equivalente (TD)	77
Figura 61 - Dano do provete TD: a) Distribuição do dano; b) Detalhe no nó;	77
Figura 62 – Envoltentes força-deslocamento dos seis provetes.....	79
Figura 63 – Evolução da energia dissipada nos ensaios dos quatro provetes submetidos a carregamento cíclico.....	80
Figura 64 – Amortecimento equivalente dos quatro provetes submetidos a carregamento cíclico.....	81
Figura 65 – Dano dos nós: a) TPA-1; b) TPA-2; c) TPB-1; d) TPB-2; e) TPC; f) TD.....	82
Figura 66 - Envoltentes força-deslocamento: a) TPA-1 vs TPA-2; b) TPB-1 vs TPB-2; ...	84
Figura 67 - Envoltentes força-deslocamento: a) TPA-1 vs TPB-1; b) TPA-2 vs TPB-2....	87
Figura 68 – Evolução da energia dissipada nos ensaios dos provetes TPA-2 e TPB-2....	88
Figura 69 - Relação amortecimento equivalente-ductilidade (TPA-2 vs TPB-2).	89
Figura 70 – Momento-curvatura do pilar superior: a) troço 1; b) troço 2;.....	90
Figura 71 - Relação força-deslocamento (TPA-2 e TPC): a) resposta cíclica; b) envolvente;	92
Figura 72 – Evolução da energia dissipada nos ensaios dos provetes TPA-2 e TPC.....	93
Figura 73 – Relação amortecimento equivalente-ductilidade (TPA-2 vs TPC)	93
Figura 74 – Detalhe no nó: a) TPA-2; b) TPC;	94
Figura 75 – Rotação absoluta (TPA-2 vs TPC)	95
Figura 76 - Relação força-deslocamento (TPA-2 e TD): a) resposta cíclica; b) envolvente;	96
Figura 77 – Evolução da energia dissipada os ensaios dos provetes(TPA-2 vs TD).....	97
Figura 78 – Relação amortecimento equivalente-ductilidade (TPA-2 vs TD).....	98
Figura 79 – Detalhe no nó: a) TPA-2; b) TD;.....	98
Figura 80 - Momento-curvatura da viga: a) slice 1; b) slice 2;	100

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Comprimentos de Amarração, L_a (CEB 1967/76)	29
Tabela 2 – Diâmetros de curvatura mínimo	29
Tabela 3 – Valores característicos mínimos das propriedades mecânicas dos varões (CEB 1967/76)	36
Tabela 4 – Quantidades de materiais utilizados no fabrico do betão.....	47
Tabela 5 – Características dos agregados.....	47
Tabela 6 – Tensão resistente de compressão e tracção do betão	48
Tabela 7 – Dimensões de ancoragens.....	50
Tabela 8 – Comprimento de rótula plástica TPA-1	63
Tabela 9 – Comprimento de rótula plástica TPA-2.....	66
Tabela 10 - Comprimento de rótula plástica TPB-1.....	68
Tabela 11 - Comprimento de rótula plástica TPB-2.....	71
Tabela 12 - Comprimento de rótula plástica TPC.....	75
Tabela 13 - Comprimento de rótula plástica TD	78
Tabela 14 – Comprimento de rótula plástica dos seis provetes	83
Tabela 15 - Comprimento de rótula plástica (TPA-1 vs TPB-1 e TPA-2 vs TPB-2)	90
Tabela 16 – Comprimento de rótula plástica (TPA-2 vs TPC)	94
Tabela 17 - Comprimento de rótula plástica (TPA-2 vs TD)	99

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

A variedade de características que apresentam as acções sísmicas e a singularidade da sua ocorrência no tempo, a complexidade e diversidade de comportamento que induzem nas construções e as limitações dos meios existentes para estudar estes comportamentos, as consequências catastróficas que invariavelmente os sismos intensos originavam e a impossibilidade de prever a sua não ocorrência, justificam que as acções sísmicas sejam objecto, no domínio da engenharia civil, de uma atenção especial.

Os mais recentes sismos ocorridos por todo o mundo, mostram de forma clara as consequências num edifício de betão armado, mal preparado para resistir aos efeitos cíclicos provocados por este tipo de fenómeno. Os edifícios mais prejudicados por estas acções são os antigos, que apresentam um fraco desempenho dos seus elementos (vigas, pilares) mais concretamente das suas ligações. É referido em (VARUM, 2003) que:

“Os edificios de betão armado não dimensionados ao sismo e com pormenorização inadequada são o tipo de estruturas mais vulneráveis, representando assim um enorme risco económico e para as vidas humanas em sismos futuros.”

Os progressos alcançados nos últimos trinta anos pela engenharia sísmica, que se reflectem nas diferenças muito significativas entre o tratamento dado a esta acção no Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (1961) e no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983), permitem já construir, em condições satisfatórias de economia, estruturas capazes de resistir a vibrações sísmicas muito intensas. Este progressos foram conseguidos à custa porém de uma revolução conceptual que substituiu a equivalência entre resistência aos sismos e resistência a forças estáticas horizontais por uma identificação da resistência aos sismos com a capacidade da estrutura dissipar energia por deformação histerética dos seus elementos.

Segundo (HERTANTO, 2005) a partir desta altura verificou-se um avanço significativo das práticas de construção e concepção de estruturas de betão armado, principalmente

na compreensão do risco sísmico. Estas novas regulamentações exigindo um maior detalhe no reforço adequado dos seus elementos estruturais, visaram dotar as estruturas de uma maior ductilidade, melhorando o seu comportamento global durante um evento sísmológico, permitindo dissipar por um processo histerético a energia que a acção dinâmica lhe transmite. Esta capacidade de dissipação impõe, naturalmente, que os elementos constituintes da estrutura tenham possibilidade de se deformar para além dos seus limites elásticos, suportando sem grande diminuição de resistência e de rigidez ciclos sucessivos de cargas alternadas e de grande amplitude. A concretização do conceito de ductilidade pode ser feita de acordo com muitos critérios, ligados, por exemplo, à capacidade máxima de deformação sem perda de capacidade resistente ou com perda limitada desta capacidade (10 a 20 %), à energia dissipada ou à degradação da rigidez em ciclos sucessivos de carga e descarga, à acumulação de deformações residuais, etc.

Assim torna-se fundamental estudar os elementos (viga/pilar) de forma individual, e as suas zonas de interligação normalmente denominada por nós viga-pilar. As condições particularmente severas de funcionamento de ligação entre as vigas e os pilares, tanto no que se relaciona com a acção do esforço transversal como quanto aos problemas de aderência e de amarração das armaduras das vigas, não permitem que a estas zonas se possa atribuir grande capacidade de dissipação de energia sob acções repetidas e alternadas.

Por isso os critérios geralmente preconizados para o seu dimensionamento visam, fundamentalmente, assegurar que a sua capacidade resistente é suficiente para que se possam desenvolver os mecanismos previstos para aquela dissipação, normalmente envolvendo a formação de rótulas plásticas nas extremidades das vigas.

Actualmente existem variados estudos acerca deste tipo de ligação, mas a sua maioria é representativo da construção mais recente recorrendo a varões nervurados. No que concerne a varões lisos, a literatura referente a este assunto é menor, e se tivermos em conta a crescente necessidade de preservar o edificado antigo existente, os estudos necessários ganham ainda mais importância.

1.2. Motivação

O edificado pré-1970 necessita de ser reabilitado correctamente de modo a resistir a acções horizontais provocados por potenciais abalos.

“...um sismo procurará implacavelmente toda a irregularidade e fraqueza estrutural, quer ela tenha sido ou não previamente conhecida...” em (DOWRICK, 1977).

Torna-se portanto necessário dispor de um método de avaliação estrutural o mais próximo possível da realidade para que a reabilitação seja a mais adequada à situação.

Neste sentido, o estudo de vários aspectos como a ancoragem, ou a aderência entre o aço e o betão, da sua degradação e da consequente ocorrência do mecanismo do escorregamento das armaduras lisas, ganha especial importância no estudo do comportamento global das ligações viga-pilar sujeitas a acção sísmica.

1.3. Objectivo

Este trabalho visa contribuir com um conjunto de dados experimentais, de modo a aperfeiçoar os modelos numéricos existentes. Tem como objectivo a análise do comportamento cíclico de elementos de betão armado construídos com armadura lisa. Como tal, é dado especial ênfase aos nós viga-pilar representativos de edifícios construídos antes dos anos 70, utilizando-se várias soluções construtivas comuns dessa época. Pretende-se obter resultados experimentais através da realização de vários ensaios de provetes nós viga-pilar.

1.4. Estratégia

A estratégia escolhida para este trabalho passa por reproduzir à escala real, provetes representativos de nós exteriores de edifícios antigos de betão armado. Posteriormente realizam-se uma série de ensaios experimentais tentando assim reproduzir os efeitos cíclicos causados por um sismo. Para a construção dos provetes procedeu-se a uma escolha de diferentes soluções construtivas tentando assim abranger uma maior variedade de nós exteriores típicas do edificado antigo existente.

Numa fase inicial realizou-se uma investigação sobre os principais factores que influenciam o comportamento global de nós viga-pilar sujeitos a cargas cíclicas, assim como um estado-da-arte dos trabalhos/investigações existentes relativos a este tema.

Escolhidas as soluções a adoptar, procedeu-se à montagem das armaduras e betonagem das peças para posteriormente serem sujeitas a ensaios. Dos resultados obtidos na monitorização dos respectivos provetes durante o ensaio, realizou-se a análise, confrontando os resultados obtidos entre um provete padrão e os restantes, de forma a compreender quais as vantagens ou desvantagens dos diferentes pormenores construtivos adoptados em cada um dos provetes.

1.5. Estrutura da dissertação

A presente dissertação está subdividida em sete capítulos. No primeiro capítulo é efectuado um breve enquadramento, objectivo e estratégia adoptada para alcançar com sucesso os objectivos que foram propostos, bem como a motivação que levou a que este trabalho fosse efectuado.

No segundo capítulo apresentam-se alguns estudos experimentais de forma a caracterizar as estruturas de betão armado construídas por volta da década de 70, englobando-as na regulamentação em vigor na época da sua construção. Também com base em estudos anteriores, realiza-se uma análise do comportamento global dos nós viga-pilar sujeitos a acção sísmica, bem como dos principais factores que afectam a resposta dos mesmos.

O terceiro capítulo prende-se com a forma de análise efectuada. Realiza-se uma introdução teórica acerca dos parâmetros a ser analisados após os ensaios, de forma a facilitar ao leitor uma melhor compreensão dos mesmos, bem como as ilações que deles foram retiradas.

O capítulo quatro descreve-se os provetes, expondo para isso as considerações adoptadas para a concepção dos mesmos. Explica-se ainda de forma sucinta toda a plataforma utilizada para realizar os ensaios, e os elementos que a compõem.

No quinto capítulo são apresentados os resultados dos ensaios, nomeadamente a relação força-deslocamento e as respectivas envolventes, a energia dissipada pelos provetes, o amortecimento equivalente em função das exigências de ductilidade. Faz-se

ainda uma descrição do dano visualmente observado de onde se retiram os respectivos comprimentos de rótula obtidos nos elementos que compõem a ligação.

No sexto capítulo expõem-se a análise e discussão dos resultados obtidos. Inicialmente realiza-se uma análise global, tentando mostrar as principais diferenças entre os provetes, de acordo com o tipo de carregamento a que foram sujeitos. Seguidamente, efectua-se uma análise comparativa entre o provete padrão e os restantes, para que se consiga perceber qual a influência dos diferentes pormenores construtivos.

O sétimo e último capítulo destina-se à apresentação das conclusões finais, e de possíveis propostas de trabalhos futuros, tendo em vista uma melhor complementarização deste trabalho.

2. LIGAÇÕES VIGA-PILAR DE BETÃO ARMADO

2.1. Tipos de ligação

Numa estrutura porticada de betão-armado a região dos pilares que são comuns às vigas, nas zonas de intersecção, são usualmente denominadas por nós viga – pilar. A sua função é transferir as cargas aplicadas e os momentos por elas criados, dos extremos das vigas para os pilares. Devem ser dotados de resistência e rigidez adequadas, de forma a resistir às forças internas induzidas pelos elementos que neles se intersectam.

Em (PAULAY et al., 1992) classificam-se os nós de acordo com as diferenças observadas nos mecanismos de ancoragem da armadura da viga, dividindo-os em dois grupos: externos (Figura 1 a)) e internos (Figura 1 b)).

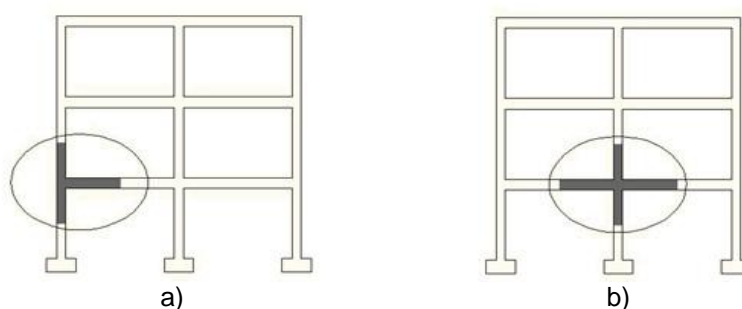


Figura 1- Nós viga-pilar: a) externo; b) interno

Pode ser encontrada uma diferenciação em quatro tipos, com as ligações à cobertura a terem especial atenção, subdividindo-se então:

- ligação viga de cobertura - pilar interior
- ligação viga de cobertura – pilar exterior
- ligação viga – pilar interior
- ligação viga – pilar exterior

Este estudo foca-se nas ligação viga – pilar exterior, denominado daqui em diante por nó externo.

O autor (ALVA, 2004) refere que as ligações viga-pilar de estruturas porticadas caracterizam-se por serem regiões diferenciadas nas estruturas de betão armado, devido a uma série de factores. Este tipo de ligação é responsável pela estabilidade lateral das estruturas, o que as torna mais susceptíveis de sofrer grandes intensidades de esforços de corte e momentos flectores. Em caso de carregamento cíclico, a mudança de direcção dos esforços internos que ocorrem nos nós, provoca uma alteração na distribuição de tensões acelerando a sua degradação mecânica e consequente perda de aderência nas armaduras. Outro factor em ter em conta é respeitante ao seu aspecto construtivo. A limitação das dimensões dos elementos estruturais e a necessidade de se atender aos critérios de ancoragem podem ocasionar o congestionamento das armaduras que concorrem no nó, criando condições mais difíceis de betonagem.

O autor (PARK et al., 1973) refere que de forma a apresentar um desempenho estrutural satisfatórios, as ligações viga-pilar devem preencher alguns requisitos:

- O comportamento da ligação em serviço deve ser, em termos qualitativos, igual ao dos elementos que serão conectados;
- A ligação deve possuir resistência suficiente para suportar as combinações de carregamentos mais desfavoráveis aos elementos estruturais a serem conectados;
- A ligação não deve governar a capacidade resistente da estrutura, nem deve impossibilitar o desenvolvimento de toda a capacidade resistente dos elementos estruturais adjacentes;
- O arranjo das armaduras na ligação não deve dificultar a sua colocação nem a compactação do betão durante a execução.

2.2. Principais danos provocados por sismos em edifícios de betão armado

Debrucemo-nos agora sobre as principais causas de dano de estruturas de betão armado diferenciando-as para tal como externas ou internas. São mencionadas em (BHATT, 2007) causas externas como por exemplo a relação com outros edifícios adjacentes (Figura 2-a)) ou a topografia local, e as internas, intrinsecamente ligadas à estrutura, como por exemplo as ligações entre elementos, simetria e rectangularidade, continuidade e regularidade em planta e em altura.

A escolha do local de construção é outro factor externo a ter em conta, no entanto, trata-se de um aspecto muitas vezes negligenciado, resultando em soluções estruturais, e respectivas fundações, não adequadas ao solo existente. Este factor combinado com um evento sísmológico pode originar possíveis assentamentos ou liquefacções do solo (Figura 2 b)), pondo em risco a integridade do edifício.



Figura 2 - a) Edifícios adjacentes (EERI México II, 1987); b) Liquefacção do solo de fundação (Niigata, 1964) (BHATT, 2007)

Como referido anteriormente, devido à falta de regulamentação adequada, o edificado construído em Portugal entre os anos 50 e 70 apresenta-se incapaz de resistir a acções sísmicas de elevada magnitude. Construídas e dimensionadas para suportar principalmente cargas verticais, estas estruturas apresentam uma falta de ductilidade que as tornam particularmente sensíveis aos sismos.



Figura 3 - Má pormenorização das armaduras (BHATT, 2007)

Para colmatar esta falha seria necessário dispor de pormenorização acerca dos elementos estruturais, especialmente das zonas mais propensas à criação de rótulas

plásticas. Outra situação onde é frequente existir uma falta de rigor é nas armaduras transversais, surgindo muitas vezes problemas de encurvadura por flexão das armaduras longitudinais, causados pelo uso de incorrectos espaçamentos e métodos de amarração dos estribos e cintas (BHATT, 2007).

(BHATT, 2007) e (VARUM, 2003) dão alguns exemplos para deficiências típicas destes edifícios:

- Ductilidade insuficiente;
- Pouca resistência do betão;
- Pouca capacidade resistente à flexão;
- Aderência aço-betão deficitária;
- Inadequada resistência ao corte em nós e também em vigas e pilares;
- Ancoragem e sobreposição inadequada dos varões longitudinais das vigas, nos pilares (particularmente nos nós exteriores);
- Irregularidades em planta e em altura: mudança abrupta das características estruturais e/ou dos elementos;
- Estribos/cintas e confinamento deficitário;
- Influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico das estruturas;

Seguem-se algumas imagens ilustrativas dos danos mais frequentemente observados nestas estruturas ao longo dos anos.

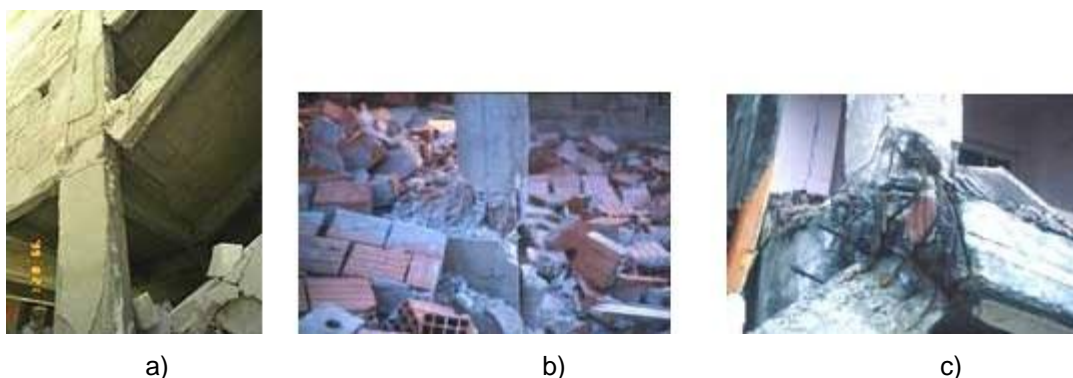


Figura 4 - a) viga com comportamento não dúctil (VARUM, 2003); b) rotura em pilar por flexão; c) resistência inadequada dos nós viga-pilar (ASCHHEIM, 2001)

Em edifícios antigos, é frequente encontrar pilares subdimensionados que dão origem a ligações pilar fraco – viga forte, o que origina sérios inconvenientes sendo o mais comum o fenómeno conhecido como “soft storey”(HERTANTO, 2005).



Figura 5 - a) “soft-storey” (BHATT, 2007); b) mecanismo viga forte – pilar fraco (VARUM, 2003)

2.3. Estado da Arte

Como referido anteriormente, a presente dissertação tem como principal objectivo o estudo do comportamento cíclico de ligações viga-pilar de betão armado típicas da construção realizada na década de 70. Pretende-se com os resultados obtidos complementar estudos já realizados na área. Apresentam-se de seguida alguns dos estudos e resultados mais relevantes para este trabalho.

Os autores (PARK et al., 1973) com base em ensaios em ligações viga - pilar de extremidade (nós externos) submetidas a acções cíclicas alternadas, fizeram algumas constatações importantes:

- A ruína do nó ocorre mesmo em ligações que apresentam taxas de armadura transversal igual ou superior às fornecidas pela analogia da treliça clássica, com bielas comprimidas inclinadas à 45°. Segundo os autores, esse facto aponta para algumas limitações do modelo tradicional de treliça quando aplicado a esta situação.
- A consideração da contribuição de outros mecanismos complementares na resistência ao corte não é realista, devendo-se ter em conta apenas a contribuição da armadura transversal;
- A geometria do nó exerce uma grande influência no comportamento da ligação. Em geral, o desempenho da ligação é inferior quando se têm vigas de grande altura conectadas a pilares de pequena altura;

- As dimensões absolutas do nó também são factores de influência. Condições ideais de aderência e ancoragem são mais difíceis de serem alcançadas em nós de pequenas dimensões;
- Existe uma influência benéfica da força normal de compressão do pilar sobre o comportamento da ligação.

(SCOTT, 1996) Investigou a influência da altura da viga, da taxa de armadura de tracção da viga e da força normal do pilar em ligações viga - pilar exteriores. A influência desses parâmetros sobre o comportamento da ligação foi avaliada através de deformações medidas ao longo das barras da armadura da viga e do pilar.

(MURTY et al., 1998) Realizaram um estudo experimental sobre a resistência e a ductilidade de nós viga - pilar submetidos a cargas verticais cíclicas, com dois tipos de aços de características mecânicas diferentes. A partir desses ensaios, fizeram também uma avaliação da ductilidade das barras da armadura, as quais estiveram submetidas à repetição e à inversão de sinal das deformações.

(SCOTT, 1999) Realizou uma comparação entre os resultados experimentais de ensaios com ligações viga - pilar de extremidade, utilizando betão de alta resistência e betão de resistência usual. A principal variável analisada foi o número de estribos na região do nó. Entre as principais conclusões está o facto de que o uso do primeiro tipo de betão aumenta a resistência ao corte do nó, permitindo o desenvolvimento de maiores deformações nos estribos posicionados no interior do mesmo.

(PAMPANIN et al., 2002) Fizeram vários ensaios a nós viga-pilar com armadura lisa, típico da construção italiana da década de 70. O uso de varões lisos combinado com sistemas de ancoragem em gancho nas extremidades, revelou ser responsável pelos mecanismos de dano, no caso de nós exteriores. Depois de surgir a primeira fissura diagonal no nó, ficou impossibilitada a criação de mecanismos de transferência de esforços de corte. A combinação dos efeitos de escorregamento e do reduzido nível de reforço dos pilares foi observado em nós interiores e de canto com um nível de deformabilidade e ductilidade aparentemente satisfatório. Não se observou uma degradação do nó e o dano provocado pela flexão do pilar dominou o comportamento do elemento. Para nós interiores, a utilização de diferentes tipos de ancoragens revelou uma maior deformabilidade por causa do escorregamento dos varões, sem que isso resultasse numa redução dos momentos flectores.

Em (FABBROCINO et al.) realizou-se vários ensaios com o intuito de descrever a relação força - escorregamento da aderência de varões lisos ancorados por meio de um gancho de 180°. Os ensaios revelaram alguns aspectos particulares do comportamento resistente, quer em ensaios monotónicos quer em cíclicos. O autor conclui que o efeito no escorregamento dos varões, provocado pelas ancoragens é significativo e não pode ser negligenciado, especialmente quando se atinge a região plástica do material. Os mecanismos de aderência provocados pelos ganchos permitem a redução da propagação da plastificação à zona de ancoragem, com o escorregamento da mesma a acontecer apenas quando se atinge o patamar de encruamento do aço. Observou ainda para carregamentos cíclicos, a rotura do recobrimento em nós exteriores, típica de varões lisos ancorados em gancho.

Em 2002, o mesmo autor (FABBROCINO et al., 2002) realiza outra série de ensaios de arrancamento de varões, para avaliar o desempenho de ancoragens em gancho em função do recobrimento, direcção do esforço aplicado e localização do gancho. Ficou demonstrado que apenas o recobrimento tinha uma influência relevante no desempenho do mecanismo de dano e na deformação do sistema

Em (VARUM, 2003) são descritos vários ensaios pseudo-dinâmicos, em dois modelos de pórticos de betão armado representativos de estruturas existentes nos anos 50-70. Pretendia-se com este trabalho realizar um estudo acerca das vulnerabilidades mais comuns destes edifícios e testar técnicas de reparação tendo em vista a sua validação. Os modelos eram construídos à escala real e eram compostos por 3 tramos e 4 pisos. O autor refere que devido ao uso de armadura lisa, observou-se uma concentração das deformações nos nós, com os comprimentos das rótulas plásticas entretanto desenvolvidas a ficar abaixo (apenas 40 %) dos valores empíricos mencionados na literatura existente. Concluiu também que o uso de armadura lisa provocou uma diminuição da contribuição resistente à flexão por parte da laje, face ao mencionado nos códigos. Os ensaios confirmaram ainda que a combinação de três factores (falta de armadura de esforço transversal, o uso de varões lisos com ancoragens em gancho nas extremidades e a falta de pormenorização típica da época) provocou uma fissuração prematura dos elementos nas suas extremidades.

(CALVI et al.) Foram realizados ensaios sísmicos num modelo de pórtico de betão armado, à escala 2/3, de acordo com a construção italiana típica dos anos 70. O ensaio veio confirmar as debilidades destas construções, particularmente nos nós exteriores que

apresentaram mecanismos de rotura bastante frágeis, tanto a nível local como global. O autor justifica este facto com o uso de varões lisos com ancoragens em gancho nas extremidades.

Em (ALVA, 2004) realizou-se uma série de ensaios cíclicos em nós viga-pilar reforçados com armadura de esforço transverso. O autor verificou que o efeito cíclico das cargas de intensidade elevada contribui significativamente para a degradação mecânica do nó, causando um aumento gradual das deformações nos estribos, deformações que se tornam mais evidentes nos nós com menos armadura transversal. O autor afirma que fica demonstrado que um bom confinamento do betão no nó influencia a resposta global da ligação viga-pilar.

Em (HERTANTO, 2005) efectuaram-se ensaios cíclicos em nós viga-pilar com 2 tipos de armadura (lisa e nervurada). Ficou claro neste estudo que o uso de armadura transversal pode melhorar o desempenho do nó de forma significativa ao contribuir de forma significativa para um melhor confinamento do betão. Refere ainda que o tipo de varão utilizado é o factor mais determinante no tipo de rotura que poderá ocorrer no nó viga-pilar. O uso de armadura lisa conduz a uma rotura por corte, resultando numa severa degradação da resistência. O uso de armadura nervurada resulta numa maior probabilidade de rotura por flexão na viga, como desejável para este tipo de acções.

(CICCO et al., 2008) Neste trabalho realizou-se um estudo acerca dos principais aspectos a ter em conta na caracterização mecânica de varões de aço macio (lisos) sujeitos a carregamentos cíclicos realizando ensaios em provetes com diferentes relações de L/D (espaçamento entre estribos/diâmetro dos varões). Os autores afirmam que a resposta cíclica é directamente afectada por esta relação, sendo mesmo a única característica geométrica capaz de o fazer. O comportamento cíclico é simétrico em tensão e compressão apenas quando $L/D < 5$. Quando os elementos estão sujeitos a cargas cíclicas, a relação L/D bem como o historial de carregamento influenciam de forma considerável a sua resistência e rigidez.

Em (MELO, 2009) realizou-se um estudo sobre o mecanismo de escorregamento dos varões lisos utilizados na construção pré-1970 em Portugal. O estudo baseou-se numa análise numérica recorrendo a ferramentas numéricas não-lineares que implementassem modelos de escorregamento, para determinar a influência do mesmo, no comportamento de nós viga - pilar interiores quando carregados ciclicamente. Para efeitos de calibração

destas ferramentas, o autor procedeu ao ensaio de uma viga. Este trabalho permitiu demonstrar que o fenómeno do escorregamento dos varões lisos condiciona significativamente a resposta de elementos de betão armado quando sujeitos a este tipo de acções. O autor refere que as ferramentas numéricas não lineares que incluam o efeito do escorregamento na sua modelação, apresentam de facto resultados mais fidedignos.

2.4. Acções

O carregamento que actua nas estruturas pode ser dividido em dois tipos: o dinâmico em que o tempo de actuação na estrutura varia, e o estático que actua de uma forma permanente sobre a estrutura. Este último pode ser de longa e curta duração ou monotónico. Dentro das acções dinâmicas, interessa-nos um tipo em particular, que são as acções cíclicas.

Os primeiros trabalhos que visaram o estudo de ligações viga - pilar sob a influência de acções cíclicas surgiram no final da década de 60 e início da década de 70. Tais estudos experimentais foram motivados pela preocupação com as acções sísmicas, as quais são enquadradas como acções cíclicas de elevada intensidade e com inversão de sinal.

2.4.1. Acção cíclica

As acções cíclicas actuantes nas estruturas podem ter diversas origens, dependendo das condições a que essas estruturas são expostas. As cargas cíclicas são definidas pela variação de amplitude de um determinado parâmetro, como por exemplo a tensão, podendo haver a inversão do sinal. De acordo com o tipo de tensão aplicada, o carregamento cíclico pode ser unidireccional ou alternado.

É comum distinguir os carregamentos cíclicos em duas categorias, *low-cycle* e *high-cycle*. A primeira com menos de cem ciclos mas com grandes intervalos de tensão de aderência, originando problemas quando atingido o estado limite último, representante de sismos e ventos fortes. A segunda categoria é composta por um número elevado de ciclos, mas com baixos intervalos de tensão de aderência, que resulta na fadiga da estrutura, característico dos carregamentos do estado de serviço (de longa duração) (MELO, 2009)

O autor (ALVA, 2004) refere que um dos principais efeitos das acções cíclicas nas estruturas em pórticos de betão armado é a deterioração mecânica nos nós formados a partir das ligações entre viga e pilar. Essa degradação ocorre progressivamente sobre as propriedades dos materiais aço e betão ao longo da história de carregamento (ou deslocamento). O aumento do número de solicitações cíclicas, para uma mesma amplitude da força, produz um aumento das deformações nos estribos (maior participação da armadura transversal), contribuindo para a deterioração mecânica do betão. Dependendo da intensidade das acções aplicadas, pode-se ter, em menor ou maior grau, a ocorrência de fenómenos tais como: perda de aderência das armaduras, escorregamento dos varões, fissuração diagonal e distorções por corte no nó. Tais fenómenos afectam o comportamento da estrutura tanto em termos de deslocamento como em termos de resistência.

Em (POPOV, 1984) refere-se que os nós sujeitos a carregamentos cíclicos, apresentam maiores problemas ao nível da aderência, devido à alternância dos esforços solicitados que provocam a perda de aderência inicial e aumenta gradualmente em função dos ciclos aplicados.

Sob estas condições é normal verificar-se um aumento generalizado dos deslocamentos globais, perda de resistência e de rigidez dos elementos estruturais, propagação e aumento da abertura das fissuras inicialmente formadas, tendência de uniformização das deformações dos estribos do nó ao longo dos ciclos e maior deterioração do nó de pórtico em relação aos elementos viga e pilar.

Alguns materiais sujeitos a este tipo de acções tendem a apresentar um comportamento histerético, que depende de vários factores, como as propriedades do material, a geometria do elemento, o carregamento cíclico aplicado, entre outros. A histerese é um fenómeno observado em alguns materiais, no qual certas propriedades, em determinado estado, dependem de estados anteriores. No caso de propriedades mecânicas a histerese pode ser medida pela perda de energia durante um ciclo de deformação e recuperação do material.

Para solicitações cíclicas de grande intensidade, como as dos sismos, as estruturas de betão armado têm um comportamento não-linear histerético, podendo o dano ser agravado mesmo após o fim da solicitação. Isto porque a estrutura continua a vibrar até que o amortecimento anule a excitação provocada pelo sismo (MELO, 2009).

Para nós viga-pilar sujeitos a acções cíclicas, um dos efeitos mais nefastos é o aumento considerável de esforço de corte. Os autores (PAULAY et al., 1992) referem que em muitos casos, as ligações viga-pilar não são capazes de dissipar estes esforços de forma apropriada, com a tensão última de compressão de betão não-confinado a mostrar-se inadequada, não permitindo à estrutura atingir o nível de ductilidade projectado, sem que ocorra uma extensiva fragmentação do recobrimento das armaduras. Quando o betão não-confinado é sujeito a tensões de compressão próximas da tensão de rotura, desenvolvem-se grandes tensões laterais (deformações) consequência da formação e propagação de microfissuras longitudinais. Isto resulta numa instabilidade na zona comprimida, e respectiva rotura. A adição de reforço transversal com reduzido espaçamento, ao conjunto de varões longitudinais ajuda a restringir a expansão lateral do betão (efeito de Poisson), permitindo ao mesmo, e mais concretamente à zona comprimida suportar maiores níveis de tensões.

Particularmente susceptíveis a este fenómeno são as potenciais regiões de formação de rótulas plásticas sujeitas a grandes esforços axiais (por ex. pilares na base de edifícios).

2.4.2. Acção monotónica

Caracteriza-se pelo incremento de deslocamento (ou força) a uma velocidade constante, sem que haja inversão do sentido de carregamento. A aderência entre o aço e o betão não é afectada sob a forma de fadiga, característica de carregamento cíclico, conseguindo-se atingir valores de tensões últimas de aderência mais elevadas.

Tassios (TASSIOS, 1979) apresenta vários estágios do desenvolvimento de tensões com seus respectivos deslocamentos, para carregamento monotónico (Figura 6).

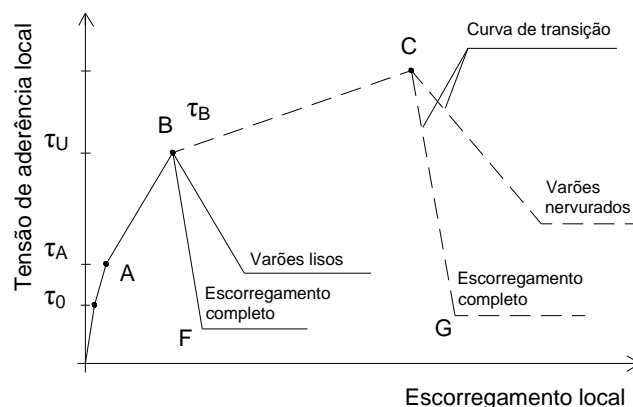


Figura 6 - Curva teórica de aderência-escorregamento (TASSIOS, 1979)

Numa fase inicial surgem pequenos deslizamentos antes da tensão de aderência química (adesão) ser atingida. Com o aumento da intensidade do carregamento, ocorre a rotura da adesão, caracterizada pelo nível de tensão τ_0 , e a posterior mobilização mecânica entre a pasta de cimento e a rugosidade microscópica da superfície da armadura, com superfície lisa, bem como da armadura nervurada. As primeiras fissuras internas surgem após a tensão τ_A , quando as tensões de tracção da força de arrancamento ultrapassam a resistência à tracção do betão. A rigidez do betão reduz-se, caracterizada na diminuição do declive da curva tensão de aderência *versus* deslocamento. A partir do ponto A (ver Figura 6) dá-se o início do escorregamento da armadura devido a uma redução da adesão e é mobilizada uma componente de atrito, que sustem alguma aderência, até atingir o ponto B, onde acontece o arrancamento dos varões lisos.

2.5. Comportamento de nós externos

Refere o autor (ALVA, 2004) que as solicitações impostas aos nós de pórtico, ao produzirem momentos que traccionam fibras opostas nos elementos estruturais, geram nesses nós forças de corte cuja magnitude pode superar em várias vezes as actuates nas vigas e pilares adjacentes.

Após alguns ciclos de carregamento, é normal surgir fissuras diagonais no núcleo do nó. Isto significa que nesta fase, a sua resistência ao corte depende de tensões de compressão e tracção (σ_c e σ_t) que actuam nas duas direcções diagonais (ver Figura 7 b)), adicionando-se-lhe a influência do esforço axial.

Quando os elementos conectados desenvolvem a sua capacidade resistente última, a considerável intensidade dessas tensões de tracção pode levar à fissuração excessiva do

nó na direcção diagonal. A intensidade das tensões diagonais de tracção é influenciada pela taxa de armadura de flexão da viga e pela magnitude da força normal de compressão no pilar.

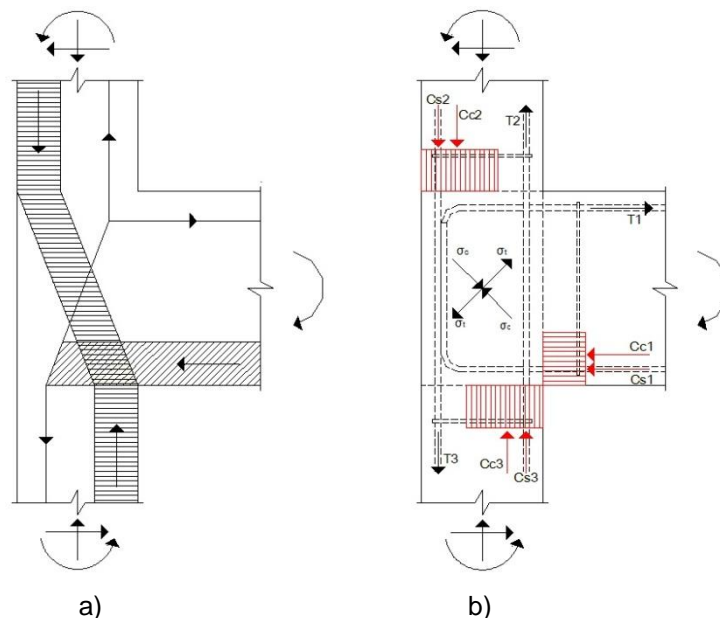


Figura 7 - Nós de pórtico externos: a) esforços actuantes; b) tensões e forças resultantes

O autor (ORTIZ, 1993) explica o comportamento dos nós pelo equilíbrio de forças. O equilíbrio horizontal do nó (ver equação (1)) é encontrado através da força de corte do pilar (V_{pi}) na biela diagonal que compensa a força de compressão originada pela viga.

$$V_{jh} = T_1 - V_{ps} = (C_{c1} + C_{s1}) - V_{pi} \quad (1)$$

As forças horizontais aqui geradas são suportadas pelos varões longitudinais do pilar em flexão entre dois estribos. Assim, a presença de estribos permite ao lado externo do nó trabalhar em toda a sua altura, auxiliando os varões verticais e consequentemente a acção de aderência nos mesmos. As forças são transferidas da parte externa e inferior do nó para a zona interior do mesmo, sendo depois encaminhadas para a região superior. Nesta zona, os estribos funcionam de forma semelhante, contribuindo assim para o aumento da aderência dos varões do pilar e prevenindo assim a abertura de fissuras.

Relativamente ao equilíbrio vertical, este tem de ser analisado para cada um dos lados do nó, sendo que a equação (2) é válida para ambas as situações.

$$V_{jv} = T_2 + C_{s3} + C_{c3} - V_v = T_3 + C_{s2} + C_{c2} \quad (2)$$

Quando o nó é solicitado, os varões do pilar da face interior transferem tensões para o betão, por intermédio de forças diagonais (Figura 7). Os estribos, se existirem podem contribuir para esta acção, no entanto as fissuras de flexão que normalmente originam a abertura do canto do nó podem se prolongar pelos varões, perturbando assim o efeito da aderência. A ausência de estribos no nó agrava as condições de aderência, fazendo com que haja uma migração da mesma para a zona mais baixa do nó, onde o betão se encontra comprimido.

No lado externo do nó, o seu comportamento é um pouco mais complexo. Parte do esforço provocado pelo pilar, é absorvido pelos varões da viga, na zona de dobra dos mesmos, em que estes se sobrepõem aos varões do pilar. Assim, a ancoragem da armadura da viga no nó tem origem em dois mecanismos. O primeiro em que parte dos esforços é resistido por meio da transferência de tensões de compressão da armadura do pilar, e um segundo em que as forças de arrancamento são equilibradas pelo recobrimento, dependendo assim da resistência à tracção do betão, e consequentemente do efeito de aderência. As tensões de aderência que são originadas na face dos varões viradas para o recobrimento, são mais altas do que as criadas na zona interior, onde o núcleo do nó é mais rígido.

Sem a existência de estribos no nó, as forças horizontais não conseguem ser suportadas pelos varões longitudinais do pilar, que são consequentemente empurrados para fora do recobrimento. Com a força resistente do betão à tracção a ser ultrapassada, dá-se um agravamento das fissuras diagonais, que tendem a acompanhar os varões do pilar em direcção aos extremos do nó, e consequente rotura do mesmo.

Os autores (PARK et al., 1973) realizaram uma análise das condições de aderência para os varões da armadura superior e inferior da viga, e para os varões da armadura longitudinal do pilar, e concluíram que devido às condições mais desfavoráveis de aderência para os varões na face traccionada da viga, aparecem para níveis de carregamentos baixos, fissuras por fendilhação ao longo do elemento. O carregamento cíclico agrava ainda mais a situação podendo originar uma perda de aderência completa até ao início da dobra do varão. Por sua vez, os varões da face comprimida da viga, são alojados no nó numa zona mais favorável de aderência, mas uma considerável perda da

mesma é possível devido aos carregamentos cíclicos, e consequente escorregamento das armaduras. Relativamente à armadura longitudinal do pilar, esta encontra-se numa zona mais desfavorável, devido à sobreposição de forças de tracção e de compressão, que resultam num forte incremento de tensões de corte.

De salientar ainda a relação entre as alturas da secção do pilar e da viga, que exerce uma influência directa no comportamento do nó de pórtico. Este assunto é descrito mais pormenorizadamente, mais adiante neste trabalho.

2.6. Variáveis que influenciam o comportamento das ligações viga-pilar

2.6.1. Armadura transversal

A literatura (HEGGER et al., 2003, ORTIZ, 1993, SCOTT, 1999) refere que a presença de armadura transversal no nó aumenta a resistência da ligação até certos limites, onde a partir daí, o acréscimo deste tipo de armadura não provoca grandes modificações. Os estribos são apenas solicitados após a fissuração, e os mais próximos da armadura longitudinal da viga absorvem tensões que dela provêm. Quando não existem estribos no nó, as tensões transversais não conseguem ser suportadas pela resistência à tracção do betão, originando fissuras diagonais, e consequente rearranjo das tensões internas do nó. A ligação ainda é capaz de absorver aumentos de esforços de corte, porém o agravamento do carregamento conduz à propagação das fissuras e à inevitável separação do recobrimento dos varões do pilar e rotura do nó. Esta propagação pode ser controlada com a existência de estribos, com os que estão situados no pilar acima do nó a assumir especial importância, pois ocorre um aumento considerável do seu nível de solicitação após a rotura do mesmo.

2.6.2. Aderência

O betão armado é essencialmente caracterizado pela aderência (FILHO, 2005) e o seu comportamento sob acções cíclicas pode ser comparado àquele sob acções de longa duração, pois as armaduras tendem a apresentar sinais de problemas relacionados com a fadiga. A aderência é responsável pela transferência de esforços entre o aço e o betão

e pela compatibilidade de deformações entre eles, propriedades fundamentais para a existência do betão armado enquanto principal constituinte de elementos estruturais.

Nos anos 50-70 o betão apresentava um fraco desempenho no que concerne à resistência, e os varões de aço utilizados eram normalmente lisos e com ductilidades bastante elevadas. Estes dois factores proporcionam logo à partida uma fraca aderência entre os dois materiais, resultando numa má distribuição dos esforços e consequente mau comportamento resistente. Aquando da análise estrutural por meio de ferramentas de análise não-linear, (MELO, 2009) refere que o efeito do escorregamento entre os varões de aço e o betão, é muitas vezes desprezado, admitindo-se uma aderência perfeita aquando da avaliação da vulnerabilidade de um edifício. O autor (FERNANDES, 2000) refere que para valores de tensão pouco significativos, a assunção de uma aderência perfeita é aceitável, porém para valores de tensões mais elevados esta hipótese deixa de ser válida

Uma das principais características da acção cíclica é a deterioração progressiva da aderência que pode ser observada através de incrementos no escorregamento da armadura. O mesmo autor cita ainda (BALÁZS, 1993) que distingue três fases distintas no processo de fadiga da aderência sob carregamento cíclico. Numa primeira fase, há uma diminuição da velocidade de escorregamento, permanecendo depois constante (segunda fase). De seguida, já numa terceira fase, há um aumento brusco até atingir a ruptura por arrancamento.

Durante um sismo, os nós viga-pilar de uma estrutura são sujeitos a momentos com a mesma direcção mas com sentidos diferentes. Os varões superiores são solicitados numa direcção enquanto os inferiores são solicitados na direcção oposta. As forças aqui geradas são equilibradas pela tensão de aderência entre o aço e o betão (P.RAJARAM et al., 2010). Estes carregamentos cíclicos, e a alternância de esforços que provocam nos elementos de betão armado, contribuem significativamente para a perda gradual da aderência à medida que os carregamentos se vão sucedendo (POPOV, 1984).

Numa situação ideal seria de esperar que estruturas de betão armado submetidas a este tipo de acções, se deformassem dentro do regime elástico e conseguissem dissipar a energia através de um comportamento histerético estável dos seus elementos estruturais (GOMES et al., 1997). Tal facto não acontece nos edifícios antigos, e aí a aderência assume especial importância na capacidade resistente do betão armado de estruturas

sujeitas a acções cíclicas, que apresentam um comportamento não linear material hysterético (CRUZ et al., 2000). Mesmo em serviço, estas estruturas apresentam uma não-linearidade física, com as secções fissuradas a continuarem a resistir aos esforços de tracção.

Seja por factores geométricos, factores construtivos dos elementos, ou por factores constitutivos dos materiais utilizados, pode não existir aderência suficiente entre eles, o que provocará um escorregamento dos varões, resultando numa ineficaz distribuição de esforços ao longo dos elementos tornando-os assim menos resistentes (P.RAJARAM et al., 2010).

O mecanismo da aderência contribui para uma boa capacidade de utilização de estruturas em betão armado, pois permite evitar flechas excessivas e rupturas localizadas, através da limitação da abertura de fissuras e da sua correcta distribuição ao longo da peça. É normalmente quantificado através da relação tensão de aderência vs escorregamento, que representa a variação da tensão que surge na interface do aço com o betão, relacionada com o deslocamento relativo entre a armadura e o betão envolvente.

Embora a concepção de um valor médio da tensão de aderência seja conveniente, a transferência de forças está associada a uma combinação das parcelas relativas à adesão, ao atrito e à aderência mecânica (FERNANDES, 2000).

O autor refere que a adesão (aderência química) surge devido às ligações físico-químicas durante as reacções de presa do betão e é destruída pelas acções de serviço ou pela retracção do betão.

A parcela do atrito depende fundamentalmente do coeficiente de atrito entre os dois materiais, que varia em função da rugosidade superficial dos varões (ver Figura 8). Este valor pode ser obtido por ensaios de arrancamento.

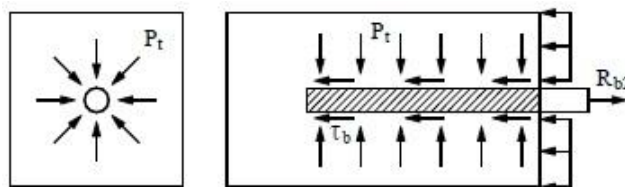


Figura 8 - Aderência por atrito (GUEDES, 1997)

A aderência mecânica está relacionada com forças de compressão que surgem perpendiculares às faces das nervuras quando a barra é traccionada. Estas forças provocam micro-fissurações e micro-esmagamentos do betão nas proximidades das nervuras. Em varões lisos, este factor da aderência apesar de diminuto, também existe por causa das irregularidades superficiais decorrentes do processo de laminação.

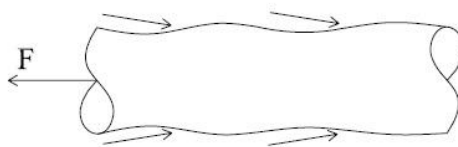


Figura 9 - Resistência mecânica numa barra lisa (MELO, 2009)

No entanto, devido à complexidade dos fenómenos envolvidos, não é possível determinar isoladamente cada um destes parâmetros.

São mencionados em (FERNANDES, 2000) muitos outros factores que influenciam o mecanismo de aderência, como são as propriedades intrínsecas dos materiais (betão e aço), tipo e velocidade do carregamento, geometria das nervuras (no caso de varões rugosos), posição dos varões durante a betonagem, recobrimento, temperatura, entre outros. O carregamento cíclico é apenas um desses factores, mas possui uma grande importância por ser capaz de produzir a ruptura prematura da estrutura.

Em (FILHO, 2005) afirma-se que a variação do tempo de carga das acções cíclicas imprime uma determinada amplitude de tensão acelerando a diminuição da aderência e perda de rigidez da estrutura derivado do aumento e propagação das fissuras no betão.

Segundo (FERNANDES, 2000), é possível atingir a ruptura de uma estrutura com níveis de tensão mais baixos que a tensão última monotónica. O autor distingue ainda o comportamento do betão armado sujeito a acções cíclicas em duas fases. A Fase I para quando as tensões instaladas são fracas, e o betão não está fissurado, continuando a resistir à tracção juntamente com o aço. Na presença de maiores níveis de tensões, entra-se na Fase II com a tensão máxima resistente do betão a ser atingida, resultando numa fissuração da peça.

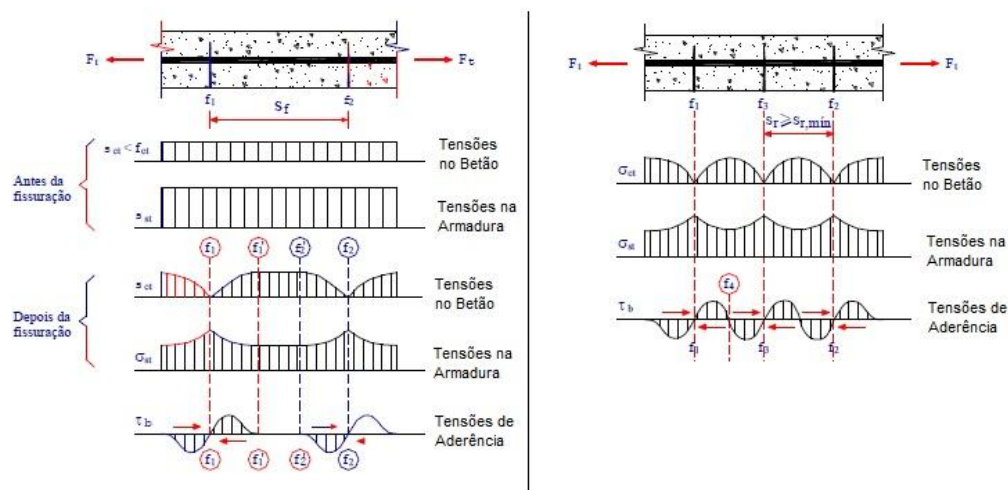


Figura 10 - Mecanismo de aderência após fissuração (FERNANDES, 2000)

Nas secções fissuradas, a tensão da armadura atinge valores máximos enquanto nas secções mais afastadas da fissura, a tensão diminui e o betão é traccionado novamente por causa da aderência (Figura 10)

Para carregamentos monotónicos salientam-se dois tipos de falhas do mecanismo de aderência. O primeiro ocorre quando existe um efeito de confinamento suficiente da armadura transversal, que dá origem a micro-fissuração do betão por entre as nervuras do varão, resultando no escorregamento directo do mesmo. O segundo é mais comum em varões nervurados, pois estas irregularidades originam fissurações radiais, que se propagam do varão em direcção à superfície do betão, podendo provocar a perda do recobrimento, e consequentemente, da aderência (MELO, 2009).

2.6.3. Detalhe da armadura

Vários autores (MURTY et al., 1998, ORTIZ, 1993, SCOTT, 1999, TAYLOR, 1974) efectuaram estudos de modo a conhecer os efeitos do arranjo da armadura nos nós externos, e concluíram que tem uma grande influência no que respeita a resistência ao corte do nó, e no tipo de rotura do mesmo.

Na literatura (SCOTT, 1996) efectuou-se um estudo relativo a três tipos diferentes de arranjo de armadura, como mostra a Figura 11:

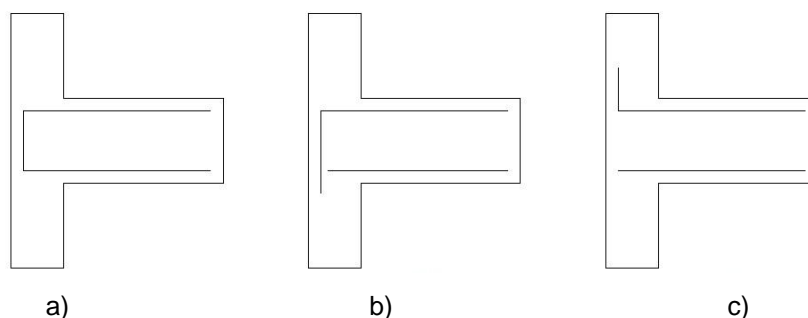


Figura 11 – Arranjo de armadura: a) Tipo A; b) Tipo B; c) Tipo C (SCOTT, 1996)

O autor concluiu que a disposição do tipo A e B apresentaram um acréscimo gradual das deformações de tracção, na dobra do varão da viga, e um aumento no carregamento entre a fissuração e a ruptura. A zona de dobra da armadura e a parte vertical são regiões onde existe uma maior transferência de forças do varão para o betão, mas esta transferência é relativamente pequena antes da fissuração, em qualquer tipo de detalhe.

Após a fissuração a disposição do tipo B perde a capacidade de desenvolver tensões de aderência na zona da dobra, logo a parte vertical aumenta a sua porção de transferência de forças numa forma mais suave e controlada. A disposição do tipo A é mais adequada para a transferência de forças para o betão através da combinação de maiores tensões de aderência no topo do gancho, com as tensões a desenvolverem-se numa fase inicial na zona vertical e conforme vão aumentando as forças de tracção, a parte inferior começa também ela a absorver tensões da mesma forma. O tipo C evita de certa forma o desenvolvimento de tensões na parte vertical devido à flexão do pilar. Assim a transferência de forças adicionais aumenta a tensão de aderência na zona da curvatura. O betão tem uma capacidade resistente limitada face a estas tensões, que provoca uma ruptura repentina dando origem a uma rápida propagação de tensões ao longo da zona vertical. Este tipo de distribuição (tipo C) apresenta normalmente um pior comportamento. De uma forma global, os tipos A e B apresentam um melhor comportamento estrutural do que o tipo C. Se o pretendido for uma boa ductilidade, o tipo B, com os varões superiores dobrados para o interior do nó, torna-se mais adequado que o tipo A.

Os autores (MURTY et al., 1998) mostraram que os modelos do tipo B apresentam um momento último resistente superior aos outros, e uma resistência à primeira fissuração diagonal no interior do nó, também ela superior. O facto de as armaduras da viga serem dobradas para a face externa do pilar (região traccionada), faz com que haja um alívio das tensões nos varões longitudinais do pilar. O modelo do tipo A, em que as armaduras

são novamente dobradas para uma região comprimida, apresentou um comportamento mais aceitável no que a fissuração diz respeito.

O autor (SCOTT, 1999) ensaiou 30 modelos de nós externos, analisando entre outras variáveis, a influência do arranjo da armadura utilizando dois tipos de detalhes (A e B). Os autores observaram que o tipo B tem um melhor comportamento com a transferência das cargas para o pilar a ocorrer de melhor maneira, mas a fissuração ocorre mais cedo que para o tipo A. Este último, não se apresenta tão eficaz na transferência das cargas, pois absorve-as para o interior do nó. Em contrapartida, a sua fissuração ocorre de forma mais controlada devido à maior quantidade de aço que confere uma maior rigidez.

Os autores (MURTY et al., 2003) realizaram ensaios de nós externos sujeitos a carregamento cíclico, utilizando diferentes arranjos de armadura. Observaram que em nós de dimensões reduzidas, é difícil manter as tensões de corte abaixo das especificações das normas. Consequentemente, a fissuração do nó ocorre antes dos elementos que nele se intersectam, atinjam a sua máxima capacidade.

2.6.4. Ancoragem

(JÚNIOR et al., 2008) A ancoragem inadequada das armaduras é uma das possíveis causas para a ruína de ligações viga-pilar de betão armado. O princípio da ancoragem é assegurar através do fenómeno de aderência, que as forças de tracção e de compressão sejam transferidas para a massa de betão adjacente aos varões da armadura.

(PINHEIRO et al., 2003) Define ancoragem como sendo a fixação dos varões no betão, para que ele possa ser interrompido. Na ancoragem por aderência, deve ser previsto um comprimento suficiente para que o esforço no varão (tracção ou compressão) seja transferido para o betão. Este comprimento é denominado por comprimento de ancoragem. Todos os varões das armaduras devem ser ancorados de forma a permitir que os esforços neles aplicados sejam integralmente transmitidos para o betão, através da aderência, de dispositivos mecânicos, ou por combinação de ambos.

A ancoragem dos varões nos nós externos é um factor de grande importância no comportamento global do mesmo, e ao mesmo tempo bastante problemática, principalmente devido a dois factores. Primeiro no que respeita à falta de espaço para um alojamento eficiente dos varões, pois os nós são zonas com volume normalmente

pequeno. Segundo, os varões traccionados da viga encontram-se numa região desfavorável, onde há uma concentração de forças de tracção, que como já foi mencionado neste trabalho, afecta a aderência entre o aço e o betão.

(JÚNIOR et al., 2008) Para além da aderência, existem alguns factores que influenciam as condições e o comprimento adequado de ancoragem dos varões, como por exemplo, o tipo de superfície dos varões, qualidade e resistência do betão, posição das armaduras em relação às etapas de betonagem, forças de tracção nos varões e o arranjo da própria ancoragem.

Na grande maioria dos edifícios antigos, os tipos de ancoragem mais utilizados são os das pontas dos varões rectos ou curvos. O autor (FUSCO, 1995) refere que nas ancoragens rectas, as forças são transmitidas através de solicitações tangenciais (aderência). Nas ancoragens curvas, uma parte da força é transmitida para o betão por compressão e não apenas por solicitações tangenciais. Porém, essas tensões são normalmente acompanhadas por tensões de tracção que tendem a provocar a fendilhação do betão. O autor refere ainda que nos trechos curvos, onde estão concentradas as tensões normais, há um aumento na capacidade de ancoragem por atrito.

(JÚNIOR et al., 2008) Refere que quando sujeitos a uma alternância de solicitações (tracção e compressão), os varões devem ser ancorados por trechos rectos, sem gancho. O uso de um gancho no fim, apesar de permitir reduzir o comprimento recto, provoca uma concentração de tensões que pode levar à fendilhação prematura do betão.

A ancoragem de varões comprimidos e traccionados é diferente em dois aspectos. Primeiro, por estar comprimido na zona de ancoragem, o betão apresenta uma maior integridade, e uma conseqüente menor fissuração, do que se estivesse traccionado. O segundo aspecto é o efeito de ponta, que pode ser observado na Figura 12, que é reduzido com o passar do tempo pelo efeito da fluência do betão.

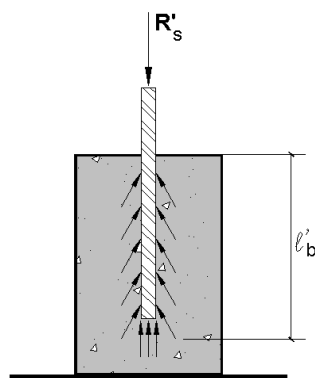


Figura 12 - Ancoragem de barras comprimidas (FUSCO, 1995)

Como já foi referido anteriormente neste trabalho, uma má ancoragem ou insuficientes comprimentos de amarração (Tabela 1) podem provocar problemas de escorregamento das armaduras, situação que se agrava no caso de se usar varões lisos. No edificado antigo era comum usar-se uma ancoragem por aderência, realizada através de um comprimento recto e auxiliada pela colocação de um gancho na ponta.

Tabela 1 – Comprimentos de Amarração, L_a (CEB 1967/76)

Classe e Tipo de Aço	Classe do Betão	
	B180 e B225	B300, B350 e B400
A24 - Liso e Nervurado	30 \varnothing	30 \varnothing
A40 - Liso e Nervurado	50 \varnothing	40 \varnothing
A50	60 \varnothing	50 \varnothing
A60	70 \varnothing	60 \varnothing

Ao usar aço liso era normal terminar os varões em gancho, com forma semicircular e com um diâmetro interior mínimo indicado na (Tabela 2).

Tabela 2 – Diâmetros de curvatura mínimo

Classe e Tipo de Aço	Classe do Betão	
	B180 e B225	B300; B350 e B400
A24 Liso e Nervurado	30 \varnothing	30 \varnothing
A40 Liso e Nervurado	50 \varnothing	40 \varnothing

\varnothing corresponde ao diâmetro do varão a utilizar.

Nestes casos, os comprimentos de amarração (l_a) deveriam ser medidos como indicado na Figura 13.

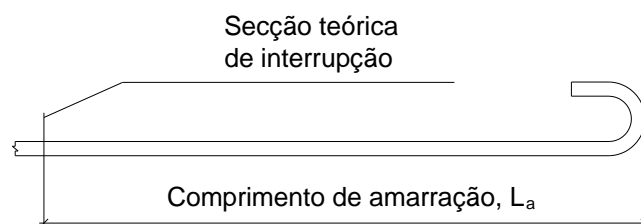


Figura 13 – Ilustração demonstrativa de mandril em gancho

Nota ainda para as ancoragens de elementos comprimidos que podem ter comprimentos de amarração menores, relativamente aos elementos traccionados, podendo-se inclusivamente retirar o gancho da ponta. As emendas que eventualmente forem necessárias realizar, deverão estar localizadas em zonas sujeitas a baixas tensões.

2.6.5. Força axial no pilar

A força normal que aplicada no pilar tem uma forte influência no confinamento do betão no interior do nó. Contudo, afirmar que esta força aumenta a resistência do nó não é um consenso entre todos os pesquisadores. Na pesquisa de literatura efectuada para este trabalho, salienta-se duas formas de pensar. Uma que afirma que o esforço axial do pilar induz um acréscimo na resistência do nó até um certo limite, e outra que afirma que este esforço normal apenas influencia o modo de rotura da ligação, sem que haja qualquer influência na resistência última do nó.

O autor (SCOTT, 1999) realizou uma análise deste parâmetro e obteve um aumento na resistência dos seus provetes da ordem dos 40%, quando estes estavam sujeitos a uma tensão axial de 40% do valor de resistência à compressão do betão. (HEGGER et al., 2003) concluíram nos seus ensaios que a capacidade do nó começa a ser diminuída para tensões axiais superiores a 40% da resistência do betão. (HWANG et al., 1999) afirmam que a força axial beneficia o comportamento do nó relativamente à resistência ao corte, pois há um aumento do mecanismo diagonal (biela), mas que a degradação da ligação é acelerada para níveis elevados de força axial.

Contrariamente a estes autores, um estudo realizado por (PARKER et al., 1997) permitiu concluir que a influência da força axial apenas se restringe ao tipo de rotura da ligação.

De uma forma geral, ambas as linhas de raciocínio têm a sua razão, pelo que uma melhor compreensão deste tema passa por tentar conjugar as duas. Um aspecto importante estudar será a influência do esforço normal em relação à variabilidade da sua intensidade, e das consequências, boas ou más, que daí possam advir.

2.6.6. Propriedades geométricas

É uma das variáveis mais importantes a considerar neste tipo de estudo, pois diferentes tamanhos de nós significam diferentes intensidades de tensões no mecanismo diagonal (biela). (ALVA, 2004) Afirma que a relação entre as alturas da secção do pilar e da viga exerce uma influência directa no comportamento do nó de pórtico. Alturas de viga significativamente maiores que as alturas do pilar, conferem ao nó comportamentos menos favoráveis frente a acções cíclicas, em particular frente às de origem sísmica. Esta diferença geométrica dos seus elementos, dá origem a que as rótulas plásticas se desenvolvam nos pilares primeiro (soft-storey), comportamento indesejável na filosofia usual de projecto de estruturas de betão armado.

2.6.7. Resistência do betão

Nas décadas de 50 e 60 em Portugal, com o dinamizar do sector da construção, o betão armado passou a ser sinónimo de mais-valia financeira, de controlo comercial e de maior capacidade produtiva. Advém de fórmulas físicas e químicas que caracterizam as misturas bases da argamassa do betão, e sobre as quais as quantidades e proporções das matérias-primas que a compõem, variam com a consistência e densidade requeridas.

O betão assenta na forte presa do cimento como aglutinador de inertes ou agregados, normalmente constituídos por britas, godos e areias. A água é o terceiro componente do betão, uma vez que o seu processo de endurecimento e presa assenta num processo de hidratação.

A resistência do betão, associada às propriedades geométricas, é uma das variáveis fundamentais no comportamento de nós de pórtico. Os autores (HA et al., 1992, SCOTT, 1999) desenvolveram algumas pesquisas com betão de alta resistência, e afirmam que o uso dos mesmos aumentam a capacidade dos nós, mas que se deve ter em conta a ductilidade da ligação, principalmente quando sujeita a carregamentos cíclicos.

Para o edificado antigo o betão era composto por um fraco componente de cimento e por agregados, normalmente cascalhos, godos e areias (que variavam de acordo com a localização da obra). O betão apresentava um ângulo de atrito interno baixo, devido ao uso de inertes rolados sem arestas salientes, que permitia uma maior trabalhabilidade.

No que concerne à composição a adoptar num betão (para qualidade normal a dosagem tipo: 300kg de cimento; 400 litros de areia; 800 litros de brita) e técnicas de dimensionamento/construção a aplicar, os principais documentos normativos em vigor, eram o Regulamento para o Emprego do Beton Armado (1918) e o Regulamento do Betão Armado (RBA), este último a surgir em 1935. O betão da época era normalmente caracterizado pela sua baixa resistência à compressão, cujo valor deveria ser superior a 180 kg/cm^2 (17,65 MPa), o equivalente a um betão de classe C20/25 nos dias que correm (APPLETON).

Quando submetido a cargas de compressão cuja intensidade aumente progressivamente, (GUEDES, 1997) refere que o betão experimenta diferentes níveis de dano desde microfissurações até à ruptura da peça.

Observa-se na Figura 14 dois comportamentos distintos do betão (confinado e não confinado) quando sujeito a forças de compressão. O mesmo autor (GUEDES, 1997) refere ainda que após a região aproximadamente linear que chega até cerca de 30% da força resistente à compressão, o comportamento não-linear verificado se deve à ocorrência de microfissurações causadoras de uma forte degradação da rigidez. Este ramo pode ser representado por um polinómio de segundo grau.

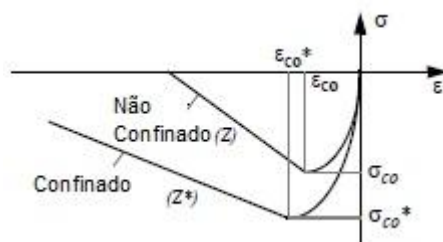


Figura 14 – Efeito do confinamento do betão (GUEDES, 1997)

Para tensões de compressão próximas das admissíveis pelo betão, surgem fissuras internas, paralelas à direcção da carga aplicada, que incrementam de forma substancial o esforço transversal. Atendida a tensão máxima, apesar de o betão ainda suportar alguma da carga aplicada, observa-se uma diminuição gradual da tensão resistente à medida que

se observa um aumento das deformações. Este comportamento pode ser representado por uma recta decrescente representativa de uma perda de capacidade resistente. O comportamento do betão, quando ultrapassada a tensão de compressão admissível, depende principalmente do confinamento do mesmo.

Este fenómeno, que aumenta de forma considerável a ductilidade do elemento de betão, segundo (MELO, 2009) pode ser obtido com a aplicação de armadura transversal nos elementos de betão armado. Isto contribui para que seja criada uma tensão de confinamento, impedindo a expansão lateral (coeficiente de Poisson) quando o elemento é sujeito a esforços de compressão.

Para forças de tracção próximas dos valores máximos resistentes, o betão fissa e a capacidade resistente reduz-se subitamente para valores próximos de zero, apresentando assim um comportamento muito pouco dúctil (ver Figura 15). Por isso mesmo, para efeitos de dimensionamento, a capacidade resistente do betão à tracção é muitas vezes ignorada.

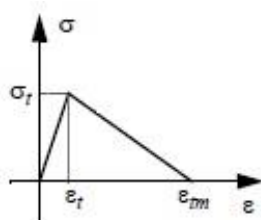


Figura 15 – Gráfico monotónico tensão-extensão para forças de tracção do betão (GUEDES, 1997)

Para carregamento cíclicos (MELO, 2009) e (GUEDES, 1997) referem que o betão apresenta um comportamento histerético não-linear, que é caracterizado pela degradação das suas propriedades com os ciclos carga-descarga (ver Figura 16).

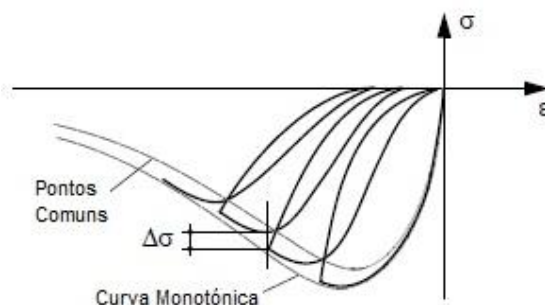


Figura 16 – Comportamento do betão sujeito a carregamento cíclico (GUEDES, 1997)

Observam ainda, que a curva obtida para o carregamento monotónico é semelhante à envolvente obtida após carregamento cíclico.

2.6.8. Resistência do aço

Os varões são normalmente distinguidos pelo seu processo de fabrico (laminados a quente ou endurecidos a frio). Atente-se em baixo, representativa do comportamento de um aço de baixo teor em carbono, quando submetido a um carregamento monotónico.

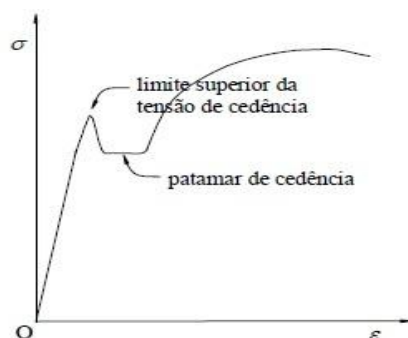


Figura 17 – Gráfico tensão vs deformação de um aço com baixo teor em carbono (NATAL et al., 2005)

Em (NATAL et al., 2005) é referido que os aços laminados a quente apresentavam um valor de tensão (tensão limite superior da tensão de cedência), seguido de uma ligeira quebra, normalmente desprezada. Posteriormente, verifica-se um aumento da deformação, mas que não é acompanhado por uma variação da tensão. Esta região é conhecida como patamar de cedência. A tensão de cedência é normalmente referida como a tensão necessária para provocar uma deformação plástica de 0,2 %. Em (GUEDES, 1997) refere-se que nesta fase o aço sofre deformações importantes e irreversíveis, e que o coeficiente de Poisson sobe para 0,5 (por exemplo: as barras de aço não mudam de volume). Seguidamente, o valor da tensão resistente volta a aumentar, e o aço plastifica até atingir a tensão de ruptura.

Na região plástica, quando a tensão instalada é superior à tensão de cedência, um incremento da tensão aplicada volta a resultar num incremento da deformação plástica, e diz-se que houve um encruamento (endurecimento por deformação) do material.

Um aspecto importante a realçar é a encurvadura plástica do varão quando sujeito a forças de compressão. O mesmo autor (GUEDES, 1997) faz referência a um estudo realizado por (MONTI et al., 1992) que demonstrou que quando a razão entre o comprimento e o diâmetro do varão é superior a cinco, este fenómeno ocorre e o comportamento do aço à compressão altera-se, com o patamar de cedência e a região de encruamento a poderem desaparecer. Este fenómeno ocorre em elementos de betão

armado em que, após fissuração e desfragmentação do recobrimento, o espaçamento entre estribos não é suficientemente pequeno para impedir a encurvadura dos varões. É um factor importante a ter em conta em elementos sujeitos a carregamentos cíclicos.

A Figura 18 mostra o comportamento de um material sujeito a acção cíclica. A curva de descarregamento pós deformação plástica (segmento AA') não é paralela à curva elástica inicial. No carregamento seguinte (segmento A'A'') a curva não coincide com a curva de descarga, retomando a curva inicial em A''. Este fenómeno, conhecido por histerese, ganha particular importância quando associado a acções cíclicas.

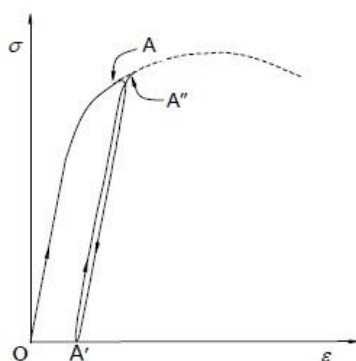


Figura 18 – Gráfico tensão vs deformação com descarregamento e carregamento (NATAL et al., 2005)

É referido em (GUEDES, 1997) que, em carregamentos cíclicos, antes da plastificação do aço, não ocorre este fenómeno com dissipação (perda) de energia. Mas quando se atingem tensões superiores às tensões de cedência, as curvas de resposta obtidas por ensaios experimentais mostram que surge um forte efeito histerético com uma grande dissipação de energia. Assim, baseado em resultados experimentais, o autor escolhe uma lei constitutiva (ver Figura 19) proposta por Giuffré & Pinto, e implementada por (MENEGOTTO et al., 1973) como sendo representativas do comportamento de barras de aço quando sujeitas a carregamentos cíclicos. O modelo monotónico deixa de ser válido quando após se ter atingido o patamar de cedência, se descarrega a barra e se observe uma deformação ε tal que:

$$|\varepsilon_{máx} - \varepsilon| \geq \frac{\varepsilon_{sy}}{3} \quad (3)$$

Com $\varepsilon_{máx}$ a ser a máxima incursão plástica verificada na curva monotónica (MELO, 2009).

No que respeita à regulamentação, o RBA refere-se ao aço disponível nos anos 50 e 60 como sendo aço liso de dureza natural (laminados a quente) com uma tensão de rotura

f_{su} superior a 3700 kg/cm^2 ($362,85 \text{ MPa}$), e uma grande ductilidade, definida pela extensão após rotura ϵ_u superior a 24 % (APPLETON).

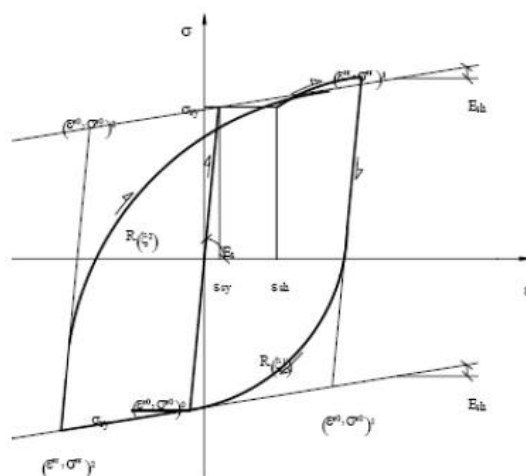


Figura 19 – Lei constitutiva para carregamentos cíclicos (MENEGOTTO et al., 1973)

O autor refere ainda que em 1967, o REBA introduz as classes de resistência (A24, A40, A50, A60) definidas pelo valor característico da tensão de cedência f_{sy} (ou limite convencional de proporcionalidade a 0,2 % $f_{0,2k}$ em kgf/mm^2). Os varões A24, mais comuns, eram laminados a quente de superfície lisa. Apareceram também os aços de alta resistência A40 endurecidos a frio por torção (A40T).

Tabela 3 – Valores característicos mínimos das propriedades mecânicas dos varões (CEB 1967/76)

Tipo de aço	Classe	Tipo	Ensaio de Tracção			Ensaio de dobragem	
			Tensão de Cedência	Tensão de Rotura	Extensão após	Diâmetro do Mandril	
			kgf/mm^2	kgf/mm^2	%	$\varnothing \leq 10 \text{ mm}$	$\varnothing \geq 10 \text{ mm}$
Natural	A24	Liso ou Nervurado	24	37	22	$2\varnothing$	$2\varnothing$
	A40N	Nervurado	40	48	14	$3\varnothing$	$4\varnothing$
Endurecido a frio	A40T	Liso ou Nervurado	40	48	8	$4\varnothing$	$5\varnothing$
	A50	Nervurado	50	60	8	$4\varnothing$	$6\varnothing$
	A60	Nervurado	60	70	8	$5\varnothing$	$7\varnothing$

Só em 1983, com o REBAP, surgem três classes de resistência (A230/A400/A500) referidas ao valor característico da tensão de cedência ($f_{0,2k}$) expressa em MPa.

2.6.9. Outros factores

Existem mais factores com relativa importância no comportamento de nós de pórtico. Para realização deste trabalho, tentou-se reduzir o número de variáveis que influenciam comportamento global das ligações. Um número elevado de variáveis pode induzir em erro a causa de determinado comportamento observado. Assim, e apenas para efeito de completude, expõem-se de seguida os mais significativos.

- A existência de laje que aumenta a rigidez das ligações, dependendo da altura da mesma;
- A relação entre as capacidades resistentes à flexão dos elementos;
- A utilização de fibras no betão de modo a melhorar as suas propriedades relativas à ductilidade;
- A utilização de ancoragem dos varões da viga através de mecanismos de placa, evitando assim a excessiva quantidade de armadura.

2.7. Tipos de rotura

Os autores (BARBOSA et al., 2001) afirmam que são cinco, as possibilidades de rotura de um nó:

- Ruptura por deficiência de ancoragem, com graves consequências no caso e carregamentos cíclicos;
- Ruptura por tensão diagonal de tracção, quando as armaduras não são suficientes para resistir às tensões de tracção provenientes do momento flector;
- Ruptura por tensões de tracção normais à armadura principal, que devido à mudança de direcção dos varões da armadura principal traccionada, origina a fendilhação do betão;
- Ruptura por escorregamento das armaduras principais, causadora de grandes deformações no nó e que provoca a ruptura por esmagamento do betão nas zonas comprimidas;
- Ruptura por esmagamento do betão, devido à menor resistência do mesmo quando comparado com a resistência dos elementos que se intersectam no nó.

3. ANÁLISE ESTRUTURAL DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR

Como já foi mencionado anteriormente, o comportamento de nós viga–pilar torna-se mais crítico quando sujeito a acções cíclicas, que provoca uma perda de rigidez e problemas ao nível das ancoragens, especialmente quando se recorre a armadura lisa. A alternância do carregamento acentua a sua degradação, resultando na perda gradual de aderência. Como tal, o factor ductilidade da ligação ganha relativa importância no que ao comportamento do nó diz respeito.

No trabalho realizado, os provetes ensaiados simulam ligações isoladas, sem existência de laje ou de parede. As principais variáveis a estudar serão:

- A perda de rigidez da ligação através da análise de gráficos força-deslocamento;
- A capacidade de dissipação de energia de acordo com o nível de *drift* imposto;
- O arranjo das armaduras e a sua eficiência;
- A resistência do betão e a deformabilidade do nó; (que podem ser avaliados pelo nível de fissuração, tipo de rotura obtido e respectivos níveis de carregamento aplicado);
- A capacidade de amortecimento equivalente em função da ductilidade em deslocamento;
- Comprimentos de rótulas plásticas;
- Curvatura média e rotações absolutas dos elementos que compõem o nó.

O termo *drift* representa a relação entre o deslocamento imposto no topo do pilar e a sua altura. Para este trabalho, todos os pilares apresentam uma altura equivalente de 1,5 m, que perfaz uma distância do topo do pilar superior ao apoio de 3 m.

3.1. Relação força-deslocamento

A grande maioria dos ensaios realizados tem como factor de controlo o deslocamento, situação que é normal em simulações de carregamentos cíclicos e os resultados obtidos são normalmente representados através de diagramas Força vs Deslocamento (ver

Figura 20 a)). Estes gráficos dão indicações da força que é necessária aplicar no topo do pilar de forma a seguir a lei de deslocamentos pretendida (ver Figura 20 b)).

Por se tratar de ensaios cíclicos, devidos aos fenómenos histeréticos do material (betão-armado) as curvas tendem a apresentar uma não coincidência, que ajuda a definir as várias etapas de carga/descarga a que os provetes foram submetidos. Para cada um destes, retirar-se-á dos respectivos gráficos força–deslocamento, as forças máximas atingidas, as forças obtidas no último ciclo, e respectivo deslocamento imposto.

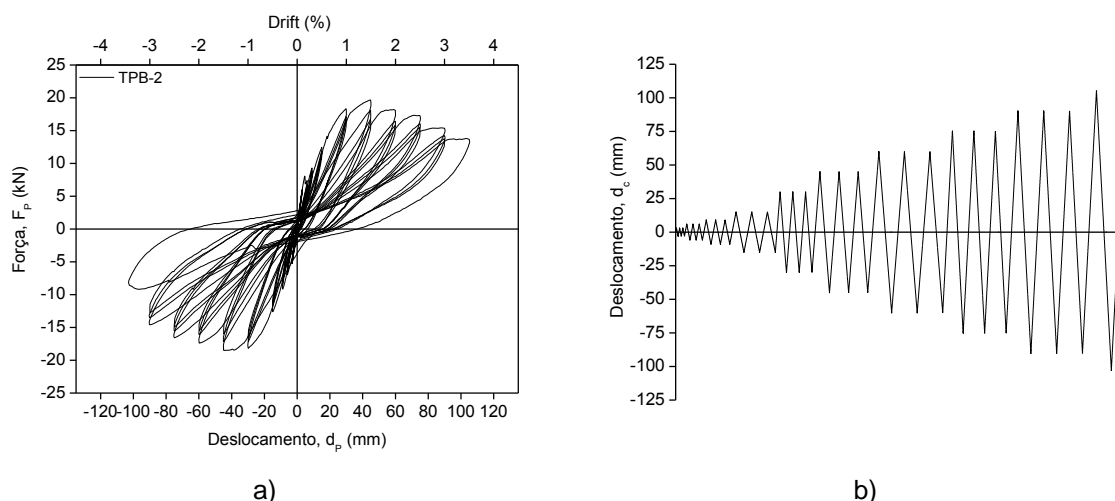


Figura 20 – a) Exemplo da relação Força – Deslocamento; b) ciclos de deslocamento impostos;

Importa ainda referir o recurso a envolventes dos gráficos força – deslocamento, que são obtidas pela união de todos os pontos máximos (sentido positivo) e mínimos (sentido negativo) dos ciclos histeréticos. Através destas envolventes, a compreensão da variação da rigidez de cada provete fica facilitada, com esta a ser subdividida em várias etapas (neste caso seis), de acordo com a evolução do dano observado.

Assim, para cada gráfico serão dispostos vários pontos de seguida definidos:

- A – Início da fissuração na viga;
- B – Início da fissuração dos pilares;
- C – Deslocamento de cedência;
- D – Início da fissuração por corte no interior do nó;
- E – Destacamento do betão;
- F – Ponto último (degradação da resistência em 20 % da força máxima atingida).

Segundo (GARCIA, 2011) o deslocamento de cedência é determinado pelo ajuste da curva bi-linear à envolvente força-deslocamento. É um processo iterativo, que envolve duas condições: por um lado, a área abaixo da curva da envolvente deverá ser igual à área abaixo da recta bi-linear (ver Figura 21 a)), por outro lado, as áreas acima e abaixo da bi-linear deverão ser aproximadamente iguais (ver Figura 21 b))

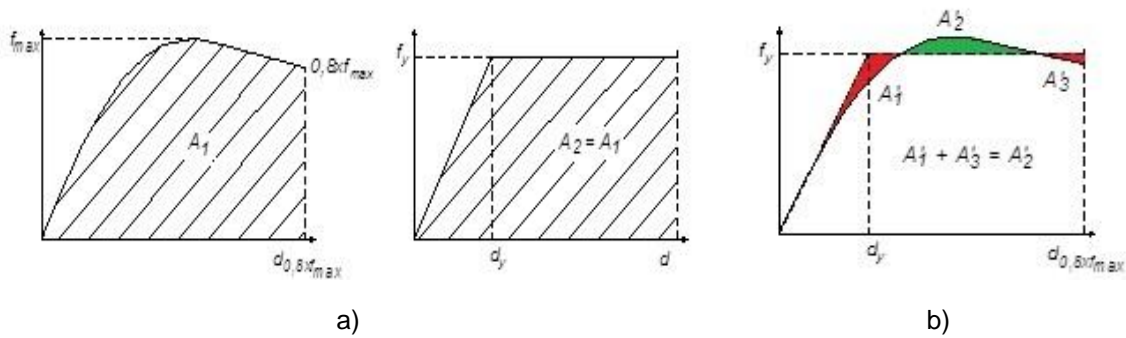


Figura 21 – Cálculo de deslocamento de cedência: a) 1ª condição; b) 2ª condição; (GARCIA, 2011)

3.2. Energia dissipada

A energia está associada às forças exteriores que actuam no nó e corresponde à energia total dissipada internamente quando se considera o nó como um todo, não podendo isolar-se os tramos, uma vez que as forças exteriores aplicadas num elemento produzem esforços nos outros.

O cálculo da energia dissipada é realizado através da soma das áreas abaixo da curva força – deslocamento, relativo a cada *step* do carregamento. Para tal pode-se aplicar a regra dos trapézios num simples método de integração. A energia dissipada total é então obtida pela fórmula (4).

$$E_i = E_{(i-1)} + (f_{(i-1)} + f_i) \times (d_i - d_{(i-1)})/2 \quad (4)$$

Esta energia corresponde à soma da energia dissipada pelo provete com a energia armazenada sob a forma de energia potencial elástica. Na realização do presente trabalho teve-se apenas em conta a energia dissipada internamente pelos elementos (plástica), não contabilizando para isso a energia potencial elástica que é recuperável. O recurso a uma rotina de MATLAB, permite extrair os mínimos da função que correspondem à energia potencial plástica. É possível então subtrair a energia potencial

elástica da energia total dissipada, obtendo-se a energia que de facto é dissipada no interior dos elementos.

Atente-se a Figura 22, demonstrativa de uma evolução da energia dissipada ao longo do tempo, e a respectiva energia potencial plástica, representada a vermelho.

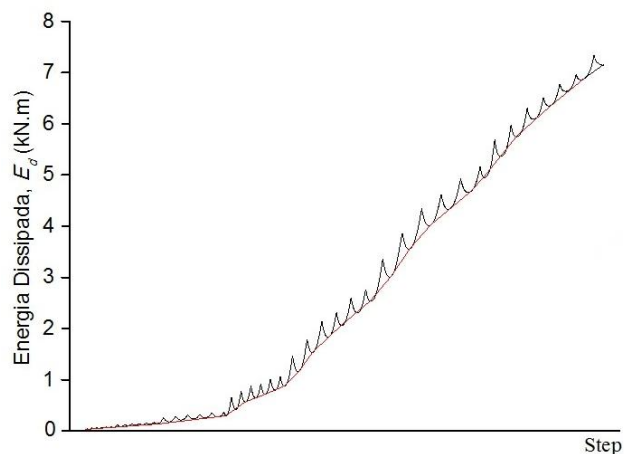


Figura 22 – Exemplo de gráfico de Energia Dissipada, E_d

3.3. Amortecimento equivalente

A ductilidade e a capacidade de dissipação da energia histerética são consideradas de forma implícita e aproximada, através de diferentes formas de transformação do espectro, que tem em conta, estas duas características do comportamento da estrutura. Com o valor da energia histerética dissipada, é possível obter o aumento do coeficiente de amortecimento, considerado normalmente num comportamento elástico linear (define-se assim um coeficiente de amortecimento equivalente).

Amortecimento é o processo pelo qual a amplitude de uma vibração é diminuída de forma gradual (CHOPRA, 2001), dissipando a sua energia por diversos mecanismos, como o calor ou a fricção.

Em (VARUM, 2003) cita-se o autor (PRIESTLEY, 1997) ao referir que o amortecimento equivalente de estruturas de betão armado, depende da ductilidade requisitada pelo deslocamento imposto, que pode ser obtida pelo rácio entre o máximo deslocamento de cada ciclo histerético (Δ_d) e o deslocamento correspondente à cedência (Δ_y).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (5)$$

(GARCIA, 2011) Para o caso de análise não linear, torna-se necessário considerar a dissipação de energia dos possíveis ciclos de histerese. No caso geral, o amortecimento efectivo é definido como sendo a soma de duas parcelas (ver equação 6):

$$\xi_{ef} = \xi_E + \xi_H \quad (6)$$

- Uma parcela que depende das características do material e é independente da acção, denominado amortecimento viscoso inicial (ξ_E) e que tem o valor de 5% para estruturas de betão-armado;
- Outra parcela, também do tipo viscoso, que é equivalente em termos energéticos ao amortecimento histerético (ξ_H).

No presente trabalho, a parcela de amortecimento elástico (viscoso) não é considerada no cálculo do amortecimento equivalente, pois os ensaios realizados não são dinâmicos. Assim, o amortecimento equivalente é igual ao amortecimento histerético.

Em (VARUM, 2003) é referido que o método mais comum para definir o valor do amortecimento histerético é através dos gráficos força-deslocamento, com a energia dissipada a ser equivalente à área formada por um ciclo histerético correspondente aos picos $\pm dp$, e pode ser obtido pela equação (7)

$$\xi_H = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \quad (7)$$

em que E_D é a energia dissipada por um ciclo completo de histerese correspondente aos deslocamentos $\pm dp$, (área envolta por traço cinzento Figura 23 a)) e E_{SO} é a energia dissipada por um oscilador, caso a resposta se desse exclusivamente em regime linear e sob carregamento monotónico (área do triângulo azul da Figura 23a)).

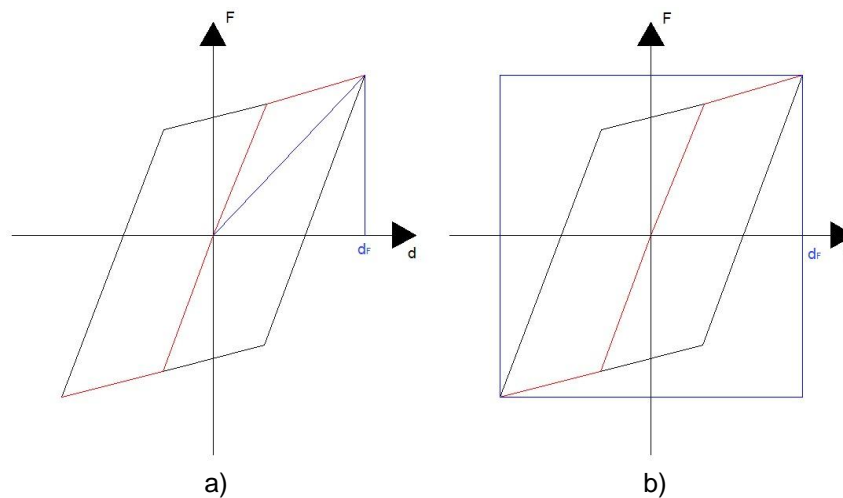


Figura 23 – Ciclos de histerese (CHOPRA, 2001)

Por razões práticas, para o cálculo de ξ_H utiliza-se uma equação 8 equivalente à equação 7 mas em função de um rectângulo envolvente da Figura 23 b).

$$A_{rectângulo} = 8 \times E S_o \Rightarrow \xi_H = \frac{2}{\pi} \times \frac{E D}{A_{rectângulo}} \quad (8)$$

Determinando o amortecimento para cada metade de ciclo histerético do gráfico força-deslocamento pela equação 9, obtém-se o amortecimento histerético.

$$\xi_H = \frac{1}{\pi} \times \frac{A_{half-loop}}{F_{max} \times D_{max}} \quad (9)$$

3.4. Dano observado e rótula plástica

O dano sofrido pelo provete ao longo do ensaio foi devidamente registado em formato vídeo e fotográfico, de forma a conseguir mais tarde recolher todos os dados para cada nível de deslocamento imposto, e cruzar a informação com a que foi recolhida pelo sistema de monitorização. Os comprimentos das rótulas plásticas formadas nas vigas e pilares dos provetes foram obtidos por medição directa da região com dano visualmente observável. Para cada um dos provetes, apresentam-se os valores obtidos para o comprimento da rótula plástica (L_p) e a relação entre este comprimento e a altura (h) da respectiva secção (L_p/h).

4. PROCESSO EXPERIMENTAL

O estudo realizado está englobado numa campanha de ensaios realizada no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, no âmbito do desenvolvimento da Tese de Doutoramento do Mestre José Melo, relativo à influência do escorregamento das armaduras na resposta cíclica de elementos de betão armado.

Os provetes elaborados para ensaio têm em consideração as características do betão e a pormenorização das armaduras, mais utilizadas nas estruturas de betão armado construídas antes da década de 70. Os elementos a simular são representativos de um edifício de quatro andares, destinado à habitação.

Pretende-se com este capítulo expor as soluções adoptadas na concepção e execução dos provetes a ensaiar, indicando para isso os factores considerados na determinação das características geométricas, quantidades de aço utilizados para cada provete, bem como diferentes detalhes de ancoragem das armaduras. São ainda referidas as características mecânicas dos materiais utilizados, bem como todo o processo adoptado para a realização dos provetes.

4.1. Características geométricas

Os provetes a ensaiar são representativos de nós exteriores planos de estruturas de betão-armado de edifícios destinados à habitação, assumindo-se que os mesmos terão de suportar três andares. Isto influenciará o valor do esforço axial a aplicar no pilar durante os ensaios.

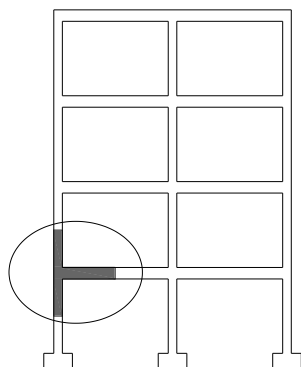


Figura 24 – Representação de nó externo

No que à geometria dos mesmos diz respeito, os pilares terão três metros de comprimento correspondente à altura entre pisos, e vigas terão quatro metros de vão, com o comprimento de influência para cada nó a ser de dois metros. Devido às imposições do setup de ensaio, os elementos dos provetes apresentam comprimentos diferentes.

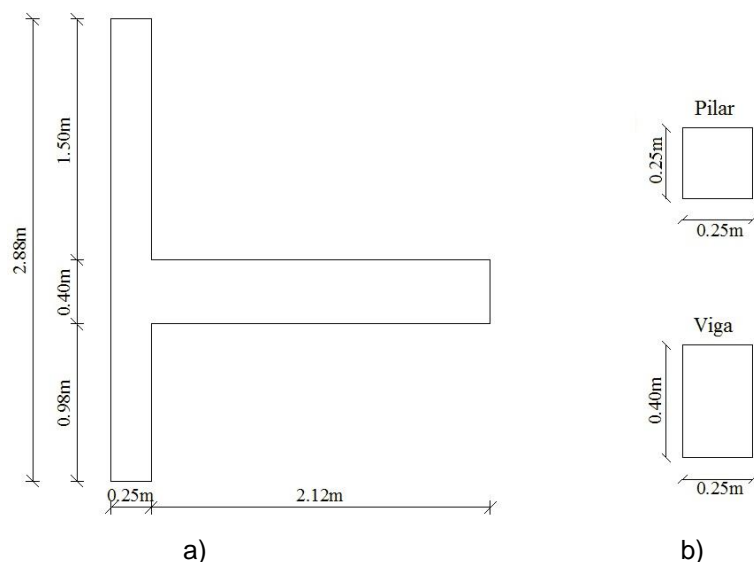


Figura 25 – Dimensões do Nó: a) provete; b) secções transversais;

Os provetes foram identificados com as iniciais TP e TD, a letra T refere-se ao tipo de nó (exterior), a P e a D ao tipo de superfície da armadura. A letra P para armadura lisa (*plain*) e a D de armadura nervurada (*deformed*). Para diferenciar os três modelos com armadura lisa e diferentes detalhes de armadura, foi acrescentado à sigla TP as letras A, B e C. Para os provetes com o mesmo tipo de detalhe de armadura, adoptou-se uma identificação tipo TPA-1 e TPA-2, de modo a diferenciar o tipo de carregamento a que estão sujeitos, monotónico e cíclico respectivamente.

4.2. Propriedades dos materiais

4.2.1. Betão

Como já foi referido anteriormente neste trabalho o betão utilizado na construção antiga apresentava correntemente uma resistência baixa, quando comparada à que se utiliza nos dias de hoje. Assim, de forma a obter as características mais próximas possíveis da realidade, utilizou-se um betão com classe de resistência C16/20, de acordo com o

Eurocódigo 2 (CEN, 2004), o mais aproximado ao normalmente utilizado B16, de acordo com o (REBAP, 1983). De acordo com o EC2, um betão da classe C16/20 é dotado de uma resistência média de $f_{cm} = 24$ MPa, aos 28 dias.

Importa referir o uso de agregados britados de maior dimensão na execução dos provetes. A granulometria do passado era normalmente composta por agregados rolados de menor dimensão, o que influencia o comportamento da argamassa, nomeadamente em relação ao atrito interno da mesma.

O betão utilizado foi elaborado por uma empresa especializada no seu fabrico, tentando assim obter-se resistências o mais próximas possíveis das pretendidas. Apresenta-se na Tabela 4 as quantidades de cada material utilizados no fabrico do betão.

Tabela 4 – Quantidades de materiais utilizados no fabrico do betão

Constituintes	Quantidade por m ³ de betão
Areia Fina	260 kg
Areia Lavada	600 kg
Brita 1	460 kg
Brita 2	700 kg
Água	108 kg
Cimento 32.5 N	240 kg

Para cada tipo dos agregados utilizados (areia fina, areia lavada, Brita 1 e Brita 2) realizou-se a análise granulométrica. Das respectivas análises, obteve-se o módulo de finura e a máxima e mínima dimensão das partículas. Além disso, foi determinada a massa volúmica, para cada tipo de agregado (ver Tabela 5).

Tabela 5 – Características dos agregados

Agregados	Módulo de Finura M.F.	Dimensão Máx. D (mm)	Dimensão Mín. D (mm)	Massa Volúmica ρ_{rd} (g/cm ³)
Areia fina	2,1	8	0,062	2,62
Areia lavada	3,19	4	0,125	2,59
Brita 1	6,72	16	4	2,61
Brita 2	7,49	31,5	8	2,63

O Cimento 32.5 N utilizado como ligante dos agregados, é um cimento Portland de calcário do tipo CEM II/B-L, e foi fornecido pelo grupo CNE (Cimentos Nacionais e Estrangeiros, S.A.).

Na Tabela 6 são apresentadas as características mecânicas médias de cada provete, obtidas por ensaios de compressão e tracção por compressão diametral. Estes foram realizados sobre três amostras cilíndricas, no dia da realização do ensaio do respectivo provete. Estas amostras, foram recolhidas aquando da betonagem dos nós e têm as dimensões padronizadas, de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura.

Tabela 6 – Tensão resistente de compressão e tracção do betão

Designação	Peso (kg)	$f_{c,médio}$ (MPa)	$f_{t,médio}$ (MPa)	f_t/f_c (%)
TPA-1	12,1	24,2	2,4	9,9
TPA-2	12,3	25,8	2,5	9,6
TPB-1	11,9	15,8	2,0	12,7
TPB-2	12,3	27,3	2,7	9,9
TPC	12,1	23,8	2,3	9,6
TD	12,1	21,5	2,4	11,1

4.2.2. Aço

Para a realização das armaduras lisas foi utilizado um aço de classe A235 NL. Os aços utilizados na construção antiga eram aços macios com baixas resistências. Na impossibilidade de utilizar o mesmo tipo de aço da época, o actual A235 NL é o que apresenta características mais próximas, apesar de ter propriedades mecânicas diferentes. O aço fabricado nos dias de hoje apresenta uma maior resistência e uma menor ductilidade, com valores superiores de tensão de rotura à tracção f_{tk} , e de tensões limite convencionais de proporcionalidades ($f_{sk} = 0,2 \%$). Isto porque as quantidades de carbono utilizadas no seu fabrico são menores do que os produzidos antigamente.

De forma a quantificar as características do aço utilizado, foram realizados ensaios de tracção simples, segundo a norma (EN-ISO-6892, 2009). Realizaram-se ensaios a varões de diâmetro de 8 mm e 12 mm. Os diâmetros ensaiados são os utilizados na realização da armadura transversal e da longitudinal dos provetes, respectivamente.

Observando os resultados obtidos conclui-se que o aço A235 NL apresenta valores médios de capacidade resistente muito superiores à da classe A235. Consultando as Figura 26 a) e b), obtêm-se valores de 496 MPa (8 mm) e 440 MPa (12 mm) para a tensão de rotura f_{um} , bem superiores aos respectivos valores médios na ordem dos 360 MPa. As tensões de cedência atingem valores da ordem dos 410 MPa e 330 MPa respectivamente, com estes a serem também eles superiores ao valor médio de referência de 260 MPa, referente aos valores dos aços utilizados na construção mais antiga.

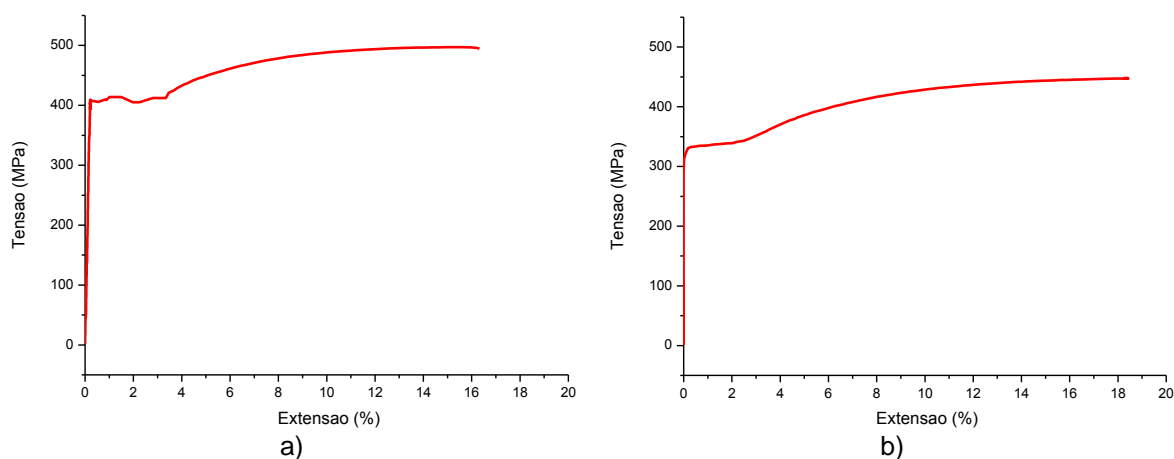


Figura 26 – Ensaio de tracção do aço A235 NL: a) diâmetro 8 mm; b) diâmetro 12 mm;

O aço nervurado apresentou valores superiores aos obtidos para o aço liso (ver Figura 27 a) e b)). Para diâmetros de 8 mm e 12 mm, as tensões de cedência f_{ym} atingem os 463 MPa e 480 MPa, respectivamente. Os valores de tensões últimas f_{um} são de 580 MPa para o varão de 8 mm e 600 MPa para o de 12 mm.

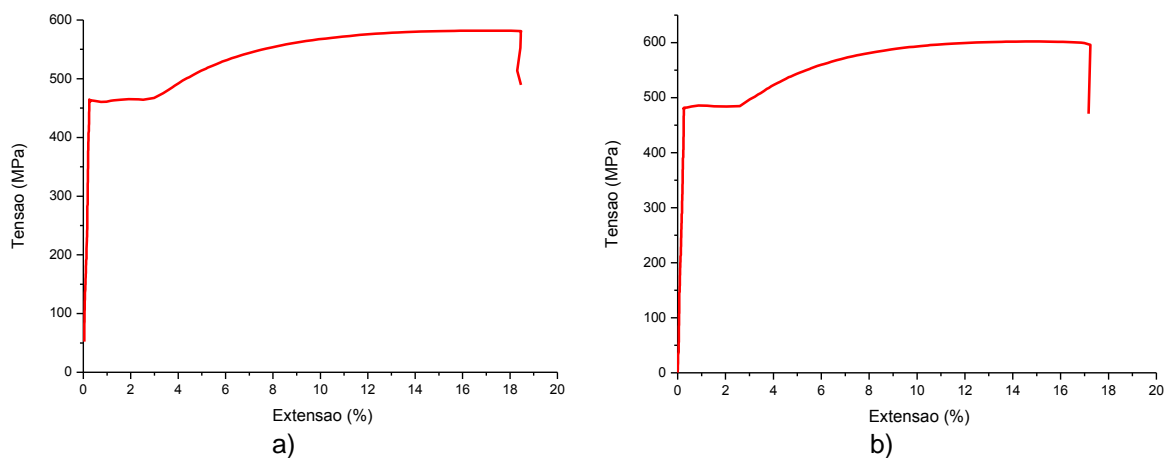


Figura 27 – Ensaio de tracção do aço A400NRSD; a) diâmetro 8 mm; b) diâmetro 12 mm;

4.3. Disposição das armaduras

A disposição das armaduras foi realizada de acordo com as recomendações da altura, impostas pelas normas em vigor, nomeadamente o (REBA, 1967) e o (RBA, 1935).

Todos os provetes a ensaiar possuem a mesma quantidade de armadura longitudinal e transversal. Os pilares são realizados por quatro varões de 12 mm de diâmetro, distribuídos pelos cantos e cintas com 8 mm de diâmetro espaçadas de 0,2 m. As vigas são compostas por seis varões de 12 mm de diâmetro, três na face superior e três na face inferior, com a armadura transversal a ser composta por estribos de 8 mm de diâmetro, também estes espaçados de 0,2 m.

A principal desigualdade entre os vários provetes está relacionada com a pormenorização da ancoragem dos varões longitudinais da viga no nó. Baseado no (REBA, 1967), foi adoptado um comprimento de amarração $L_b = 30\varnothing$, juntamente com a utilização de um gancho com o diâmetro do mandril $D_r = 4\varnothing$. Esta medida também é utilizada para realizar dobras de 90°. Ao gancho foi adicionado um prolongamento $L_h = 4\varnothing$.

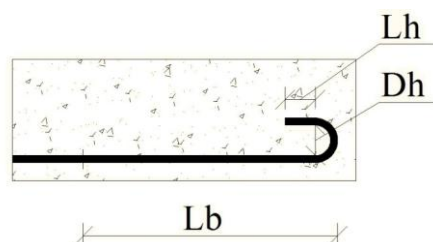


Figura 28 – Pormenorização de ancoragem utilizada

Como referido anteriormente, foi realizado um provete com armadura nervurada (A400 NR SD), cujo principal interesse é o estudo da influência do tipo de superfície dos varões na resposta cíclica dos provetes. Em todos os provetes, não foi aplicada armadura transversal sendo os varões longitudinais os únicos a contribuir para o confinamento do betão no interior dos nós. Observe-se na Tabela 7 as dimensões utilizadas nas emendas dos varões.

Tabela 7 – Dimensões de ancoragens

Aço	Diâmetro (mm)	L_b (mm)	D_h (mm)	L_h (mm)
		$30\varnothing$	$4\varnothing$	$4\varnothing$
A235NL	12	360	48	48
A400NR SD	12	360	48	48

4.3.1. Provete TPA

Este é o provete padrão que servirá de base de comparação com os outros provetes. A armadura longitudinal dos pilares é contínua, e a armadura da viga é ancorada ao pilar por meio de uma dobra de 90°, seguido de um segmento recto de comprimento (L_b) terminando em gancho de diâmetro (D_h).

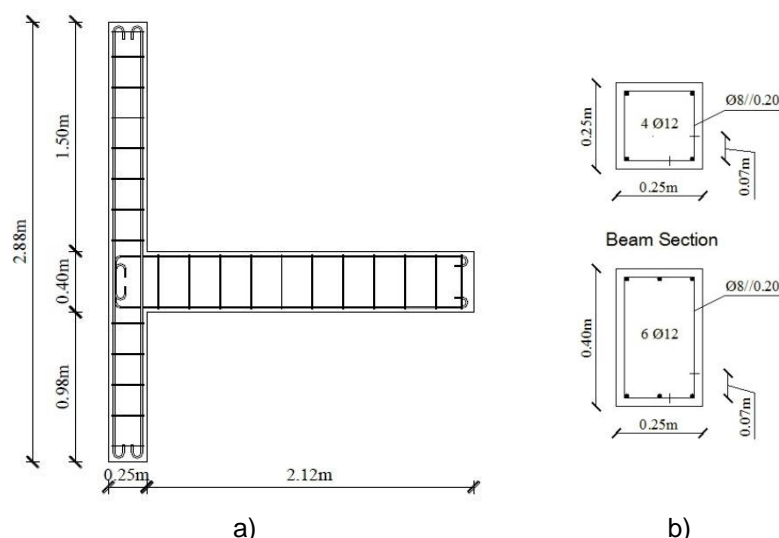


Figura 29 – Armadura do provete TPA: a) disposição geral; b) detalhes das secções;

4.3.2. Provete TPB

Este provete é semelhante ao provete TPA diferenciando-se apenas na existência de uma emenda dos varões longitudinais na base do pilar superior, solução correntemente utilizada na construção dos edifícios com mais do que um piso. Como é normal o processo de betonagem decorrer em várias fases, a utilização de armaduras de espera ou empalmes para garantir a ligação das armaduras, era um processo comum, utilizando-se para isso este tipo de emendas.

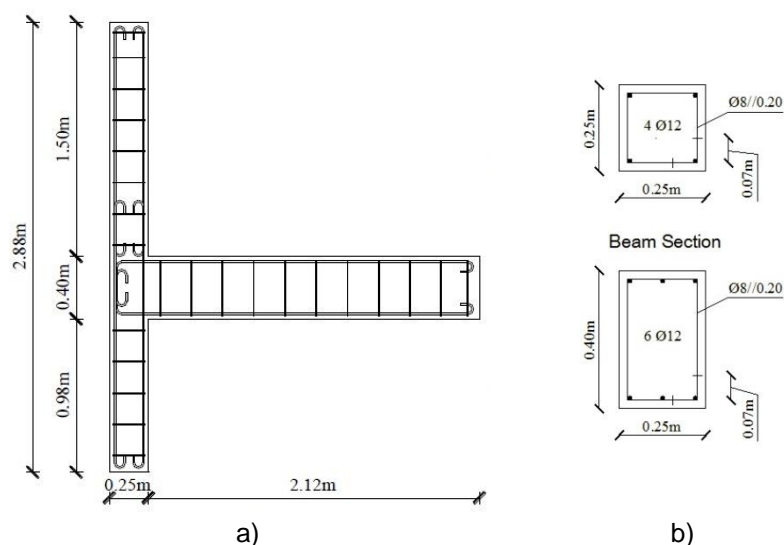


Figura 30 - Armadura do provete TPB: a) disposição geral; b) detalhes das secções;

4.3.3. Provete TPC

Neste provete a armadura longitudinal dos pilares é contínua, sem que haja qualquer tipo de emenda. A principal diferença relativamente ao provete padrão é o tipo de ancoragem da armadura longitudinal da viga no nó. Esta é realizada por meio de ganchos no final da armadura longitudinal da viga, sem que haja dobras de 90° e segmentos rectos posteriores a estas.

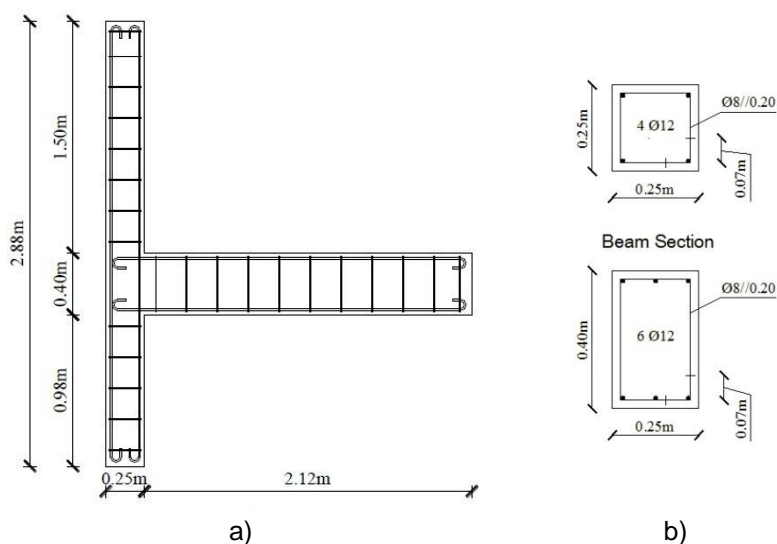


Figura 31 - Armadura do provete TPC: a) disposição geral; b) detalhes das secções;

4.3.4. Provete TD

O provete TD é composto por armadura nervurada (A400 NR SD) e contínua ao longo dos elementos. No que ancoragem da viga diz respeito, a solução adoptada passa pelo uso de dobras a 90°, seguidas de segmentos rectos.

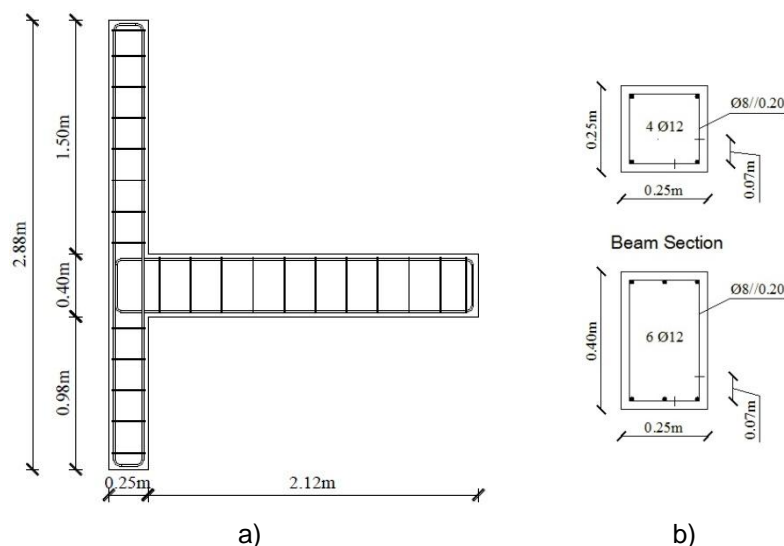


Figura 32 - Armadura do provete TPA: a) disposição geral; b) detalhes das secções;

4.4. Execução dos provetes

O processo de betonagem foi realizado na empresa PAVICENTRO. Sendo uma empresa especializada no fabrico de elementos pré-fabricados, é dotada de mecanismos de controlo e execução que garantem à partida uma maior qualidade e facilidade durante todo o processo de betonagem.



Figura 33 – Exemplo de armadura e cofragem

Os provetes foram betonados na horizontal em cima de uma mesa, envoltos por um sistema de cofragem metálico concebido para o efeito. A etapa de colocação do betão no molde foi realizada de forma gradual para garantir uma boa compactação, recorrendo-se ainda a um vibrador de agulha. Foram colocados espaçadores de forma a garantir o recobrimento das armaduras. Para cada um dos provetes, foram ainda retiradas amostras cilíndricas de betão, para caracterizar as propriedades mecânicas do betão à tracção e compressão. De referir que aquando da construção de estruturas porticadas de betão armado, as ligações viga-pilar são betonadas na vertical e em fases diferentes, sendo normal que a betonagem da região do pilar superior fosse realizada em fases mais tardias. Este factor origina diferenças nas características mecânicas das argamassas utilizadas, criando assim uma zona de interface onde estas diferenças são mais notórias. Este factor não foi considerado no âmbito deste trabalho.

4.5. Esquema de ensaio

Após a breve explicação do processo de fabrico dos provetes a ensaiar, pretende-se de seguida explicar de forma sucinta o processo de ensaio dos mesmos. Para tal far-se-á uma descrição geral do funcionamento da plataforma de ensaio, caracterizando os elementos mais importantes que a constituem.

4.5.1. Plataforma de ensaio

De forma a determinar o comportamento da ligação viga – pilar quando sujeita a carregamento cíclicos, aplicou-se uma lei de deslocamentos (ver Figura 34) no topo do pilar superior do provete.

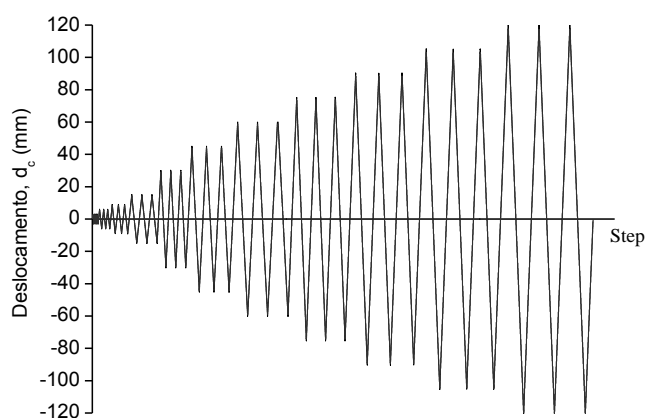


Figura 34 – Lei de deslocamentos padrão

De acordo com a mesma, aplicam-se 3 ciclos por cada patamar de deslocamento tanto no sentido positivo como no negativo, a velocidades que variam ao longo do ensaio. Estas velocidades foram de 0,4 mm/s até o patamar de deslocamento de 15 mm, 1,0 mm/s até um deslocamento de 60 mm e 1,5 mm/s até ao deslocamento máximo de 180 mm.

No topo do pilar, é ainda aplicada segundo o eixo longitudinal do mesmo, uma força concentrada de forma a simular o esforço axial a que um nó externo está normalmente sujeito, representativo dos pisos situados acima desse nó. O valor nominal dessa força utilizado na bateria de ensaios foi de $N = 200$ kN (ver Figura 35).

No que a restrições diz respeito, a plataforma de ensaio dispõe de dois apoios (um duplo e um simples), de forma a simular as condições a que os nós estão sujeitos “*in situ*”.

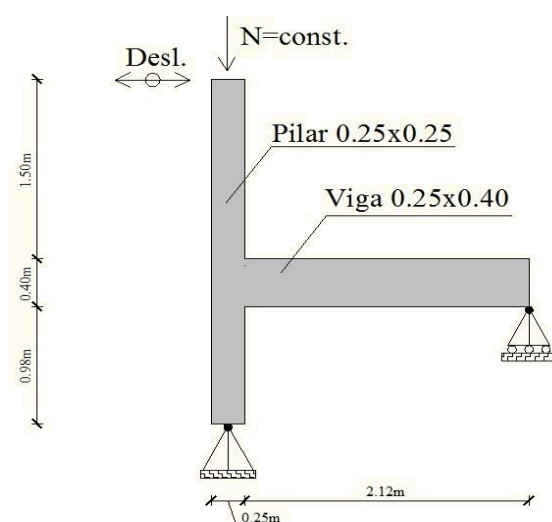


Figura 35 – Esquema geral

O apoio duplo é colocado na base do pilar inferior, de forma a simular o esforço axial e de corte exercidos a meio vão dos pilares, mas permitindo a sua rotação. A extremidade da viga é apoiada num apoio simples permitindo assim o deslocamento da viga segundo o seu eixo longitudinal. Para o efeito, recorreu-se a um conjunto de elementos metálicos perfilados com elevada rigidez, descritos na Figura 36:

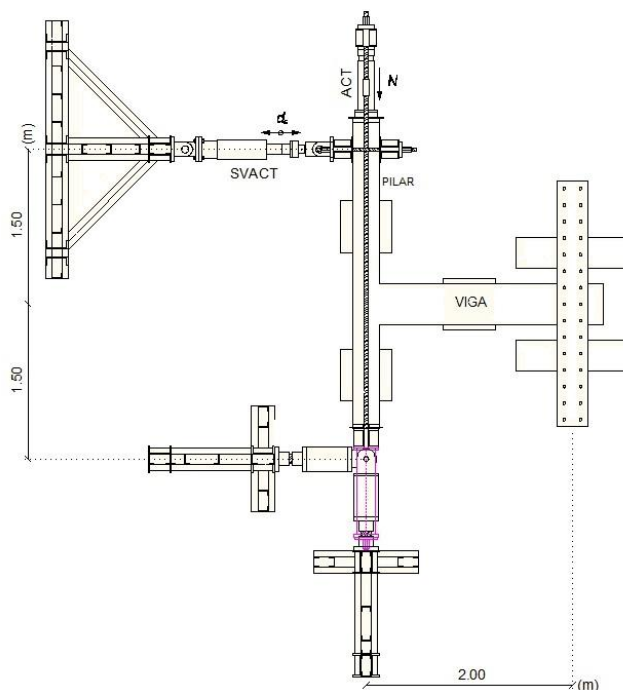


Figura 36 – Esquema de plataforma de ensaio

O conjunto dos pórticos de reacção é composto por quatro elementos, um para o servo actuador (Figura 37 a)) responsável pelos deslocamentos impostos no topo do pilar superior. Outra peça na extremidade da viga, de modo a garantir o apoio simples da mesma, e as restantes duas na base do pilar simulando o apoio duplo (Figura 37 b)) aí pretendido. Todos foram devidamente fixados à laje de reacção por varões de aço pré-esforçados, impedindo assim o seu deslocamento.

Atente-se nas figuras de seguida apresentadas, ilustrativas de alguns elementos pertencentes à plataforma de ensaio.



a)



b)

Figura 37 – Ilustrações dos apoios: a) apoio servo-actuador; b) apoio duplo;

A influência do peso próprio do provete não exerce uma especial influência no comportamento do mesmo quando sujeito aos carregamentos, assim por motivos de facilidade de execução do ensaio, este foi realizado na horizontal.

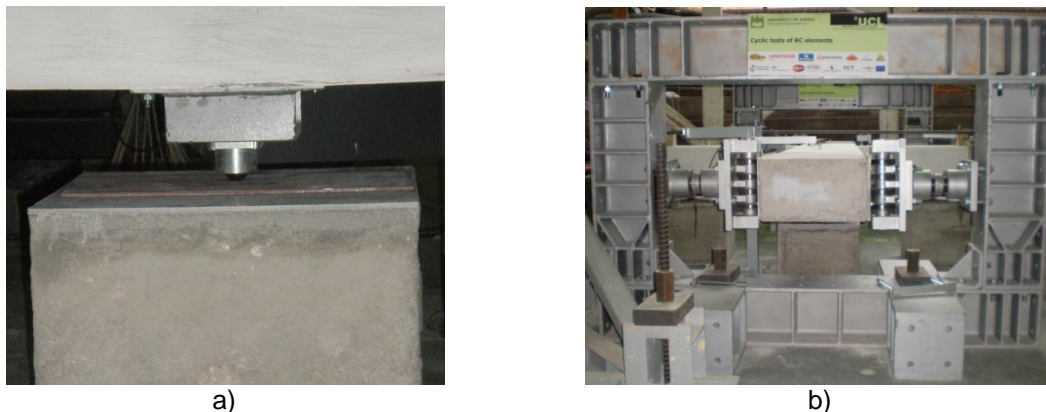


Figura 38 – a) mecanismo de esfera com apoio; b) apoio simples da viga;

Para evitar deformações excessivas por causa da sua posição “não natural”, recorreu-se à colocação de mecanismos metálicos dotados de uma esfera (ver Figura 38 a)), permitindo uma livre movimentação do nó durante os ensaios. Apoiados sobre blocos maciços de betão com superfície de contacto tratada de forma a minimizar o atrito, conseguiu-se com estes mecanismos conservar a integridade estrutural do provete antes, durante e após o ensaio.

Referir ainda que o apoio simples na extremidade da viga é realizado por meio de um sistema de slides (ver Figura 38 b)) ajustável, e que para conservação do mesmo se colocou umas chapas metálicas na face de contacto da viga.



Figura 39 – Chapa de topo

Foram também colocadas duas peças metálicas (ver Figura 39) na base do pilar inferior e no topo do pilar superior. Estes elementos garantiram que o esforço axial e as forças de

reação dos apoios, fossem correctamente transmitidas ao provete. Relativamente às solicitações a impor, recorreu-se a um servo-actuator com uma capacidade de 200 kN e curso máximo de 400 mm para o deslocamento lateral, e um actuator hidráulico para o esforço axial constante dos pilares.

4.5.2. Instrumentação dos provetes

Para a monitorização do ensaio foi utilizado um variado conjunto de sensores que podem, de uma forma geral, ser divididos em dois grupos. O primeiro grupo tem como objectivo monitorizar as cargas aplicadas e as reacções consequentes nos apoios. Para o efeito recorreu-se a quatro células de carga, duas para o apoio duplo na base do pilar e uma em cada actuator no topo do mesmo.



Figura 40 - Instrumentação

O segundo grupo está associado aos deslocamentos globais e relativos experimentados pelo provete (ver Figura 40). Para tal, recorreu-se a três tipos de transdutores de deslocamento: 4 transdutores lineares (TL) com 400 mm de curso, 14 LVDT (L) com 25 e 250 mm de curso e 20 potenciómetros (G) com cursos de 25 e 50 mm.

Com os potenciómetros pretende-se registar os deslocamentos relativos ocorridos na zona central do provete. Nas extremidades dos elementos mas com a mesma finalidade dos potenciómetros, adoptou-se o uso de LVDT (exceptuando o L21 situado na base do pilar inferior). O L23 tem como objectivo medir deslocamento absoluto na extremidade da viga. Os transdutores lineares têm duas funções distintas. O TL1 e o TL2 permitem determinar o deslocamento imposto no topo do pilar superior bem com a sua rotação absoluta. O TL3 e o TL4, aplicados no núcleo do nó, permitem em conjunto com 6 potenciómetros, determinar a rotação do mesmo.

Apresenta-se na Figura 41 uma esquematização global da distribuição dos sensores no provete.

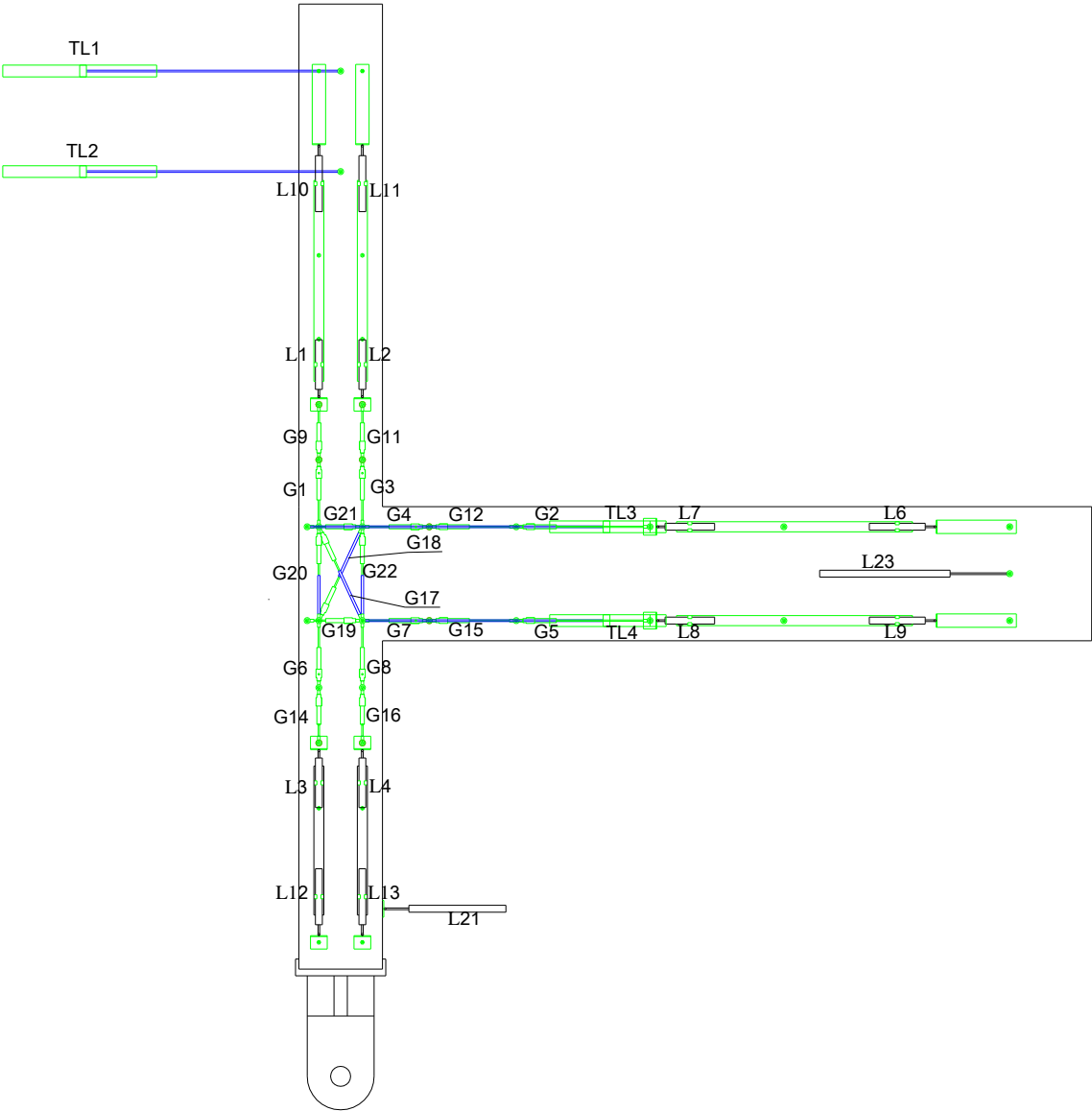


Figura 41 – Esquema de distribuição de sensores

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

No presente capítulo apresentam-se os resultados obtidos na campanha de ensaios efectuada sobre nós exteriores de betão armado. São apresentados para cada ensaio a relação força – deslocamento/*drift* e a respectiva envolvente com indicação dos pontos onde foram observados os danos de maior expressão. Apresenta-se também a evolução da energia dissipada e o amortecimento equivalente em função da exigência de ductilidade em deslocamento. Por fim, apresentam-se os comprimentos de rótulas plásticas que se formam em cada elemento, e a evolução dos danos observados visualmente.

5.1. Provete TPA-1

5.1.1. Relação força-deslocamento

De acordo com a Figura 42 a resistência máxima observada para o provete TPA-1 foi de 18,8 kN para um deslocamento (Δ) no topo do pilar de cerca de 35 mm, equivalente a um valor de *drift* 1,16%.

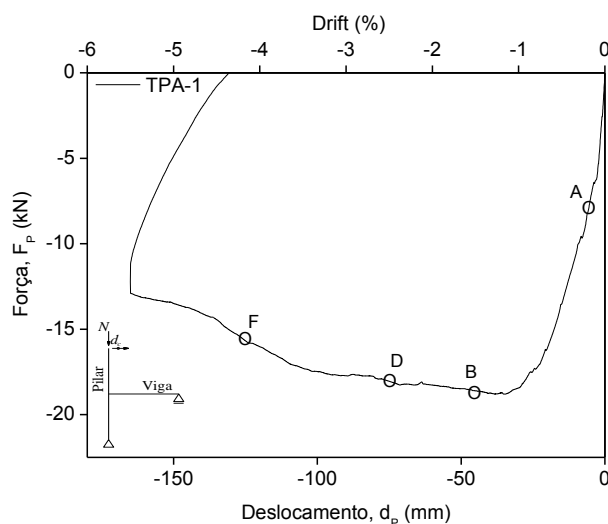


Figura 42 - Gráfico força-deslocamento TPA-1

A rigidez inicial, obtida através da análise do declive da curva, é de 2,2 kN/mm. O início da fissuração da viga ocorre para um deslocamento $\Delta = 6$ mm (*drift* = 0,2%) e para uma

força de aproximadamente 8 kN. As primeiras fissuras nos pilares ocorrem para um deslocamento imposto de $\Delta = \pm 45$ mm ($drift = 1,5\%$), para uma força lateral de cerca de 18,6 kN. Nesta fase a capacidade resistente máxima do provete já foi alcançada. Para um $drift$ de 2,5% ($\Delta = 75$ mm) com forças próximas de 18 kN, observam-se as primeiras fissuras diagonais no interior do nó. Nas faces externas do nó desenvolvem-se danos severos a partir de um $drift$ de 4,0%, correspondendo com a capacidade última do provete (igual a 15 kN).

5.1.2. Danos e comprimentos de rótula plástica observados

Na Figura 43 a) e b), apresenta-se o estado final de dano no provete. As primeiras fissuras surgiram ao longo da zona traccionada da viga, para valores de $drift$ de 0,2%. A partir de um $drift$ de 1,0% observou-se um agravamento das fendas da viga, e iniciou-se a fendilhação no interior do nó a partir do ponto interior traccionado. À medida que o deslocamento imposto vai aumentando, sucedem-se a abertura de novas fendas, com especial relevo para a fissura diagonal de maior dimensão que se forma para um $drift$ de 2,5%. Nesta fase, a primeira fissura formada na viga apresenta uma abertura de 7 mm, sendo já visível alguma fissuração na zona traccionada dos pilares.



Após o ensaio monotónico no sentido negativo fez-se a descarga no sentido oposto. A rotura por destacamento do betão observada na Figura 43 b) acontece na descarga. Nas análises desenvolvidas neste trabalho não se considera o ramo de descarga.

O maior comprimento de rótula plástica observado corresponde a 0,8h, e surgiu no pilar inferior. No pilar superior observou-se um comprimento de 0,6h, e na viga 0,23h. Este último foi aliás o maior comprimento de rótula observado nas vigas, de entre todos os provetes ensaiados.

Tabela 8 – Comprimento de rótula plástica TPA-1

Provete	Pilar Superior		Pilar Inferior		Viga	
	L_P (m)	L_P/h	L_P (m)	L_P/h	L_P (m)	L_P/h
TPA-1	0,15	0,6	0,2	0,8	0,09	0,23

5.2. Provete TPA-2

5.2.1. Relação força-deslocamento

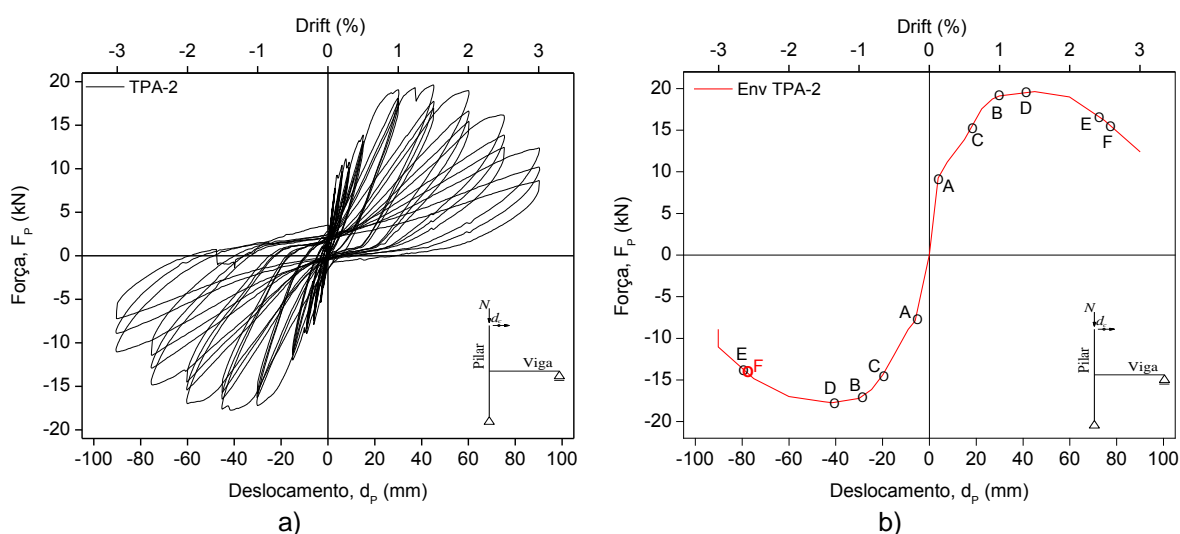


Figura 44 – Relação força-deslocamento TPA-2: a) resposta cíclica; b) envolvente;

De acordo com a Figura 44 a), a força máxima resistente deste provete foi de aproximadamente 20 kN no sentido positivo de deslocamento e 18 kN no sentido negativo. Estes valores de resistência foram obtidos para valores de deslocamentos (Δ) semelhantes (± 45 mm, equivalente a um *drift* de 1,5%). O último ciclo de deslocamentos

impostos corresponde a um deslocamento $\Delta = \pm 90$ mm (*drift* de 3,0%), sendo atingida uma força máxima nestes ciclos de 8,6 kN (sentido positivo) e 7,2 kN (sentido negativo).

Na Figura 44 b) observa-se que o início da fissuração da viga ocorre para um deslocamento $\Delta = \pm 6$ mm (*drift* = 0,2%) e para uma força de aproximadamente 9 kN e 8 kN, no sentido positivo e negativo respectivamente. Com uma rigidez inicial de 2,4 kN/mm, as primeiras fissuras dos pilares ocorrem para um deslocamento $\Delta = \pm 30$ mm (*drift* = 1,0%), com forças a rondar os 18 kN. Para um *drift* de 0,5% atingiu-se o deslocamento de cedência com um valor de 17,8 mm para uma força de 15,1 kN. Com forças próximas de 19 kN a serem atingidas para um *drift* de 1,5% ($\Delta = \pm 45$ mm), observou-se a formação das primeiras fissuras diagonais no interior do nó. O destacamento do betão inicia-se na face exterior do nó, para valores de deslocamento na ordem dos 75 mm (*drift* = 2,5%). A força última ocorreu para um *drift* próximo de 2,5%. Energia dissipada e amortecimento equivalente

A Figura 45 mostra a evolução da energia dissipada para o ensaio do provete TPA-2. Observa-se que a partir de um *drift* de 0,5%, esta energia aumenta substancialmente até se atingir um valor de 7,69 kN·m para um *drift* de 3,0%.

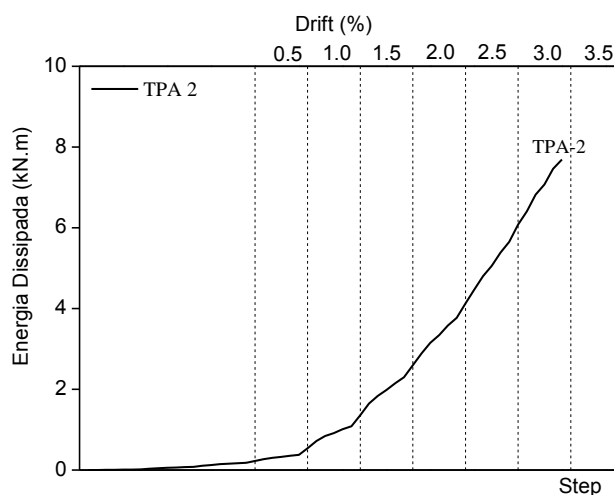


Figura 45 – Evolução da energia dissipada no ensaio do provete TPA-2

Na Figura 46 apresenta-se a evolução do amortecimento equivalente em função da exigência de deformação (em ductilidade). Os valores evoluem dos 5,3% iniciais, até aos 10,6% finais, correspondendo-lhe uma ductilidade de deslocamento de 5,0.

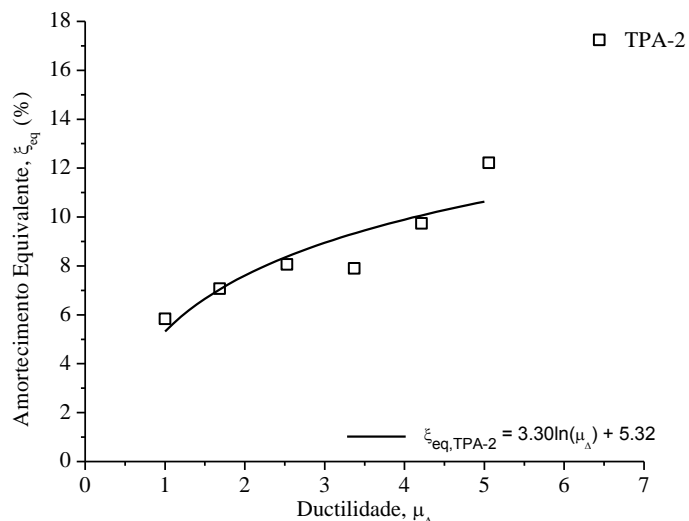


Figura 46 – Amortecimento equivalente (TPA-2)

5.2.2. Danos e comprimentos de rótula plástica observados

Atente-se as Figura 47 a) e b), demonstrativas do dano sofrido pelo provete (carregamento cíclico). Este foi um dos provetes que apresentou maior dano no interior do nó.



Figura 47 - Dano final do provete TPA-2: a) Distribuição do dano; b) Detalhe no nó;

Atingindo-se um *drift* de 0,2% forma-se a primeira fissura na viga. Esta fissura abrange toda a secção da viga e dista cerca de 30 cm da interface com o nó. É nesta zona que se desenvolve a segunda fissura, para um nível de *drift* de 0,3%.

Ao evoluir para 0,5% a propagação do dano permanece na viga, agora com o surgimento de uma terceira fissura, um pouco mais afastada (70cm) do interface viga – pilar.

Atingido um *drift* de 1,0%, observa-se os primeiros danos nos pilares. A fissuração propaga-se horizontalmente dos cantos (interiores e exteriores) do núcleo do nó, para o interior do mesmo. No nível seguinte de deslocamento (*drift* = 1,5%) o dano existente agrava-se. Observa-se nos pilares, a abertura de fendas ao longo dos varões longitudinais mais próximos da face exterior. Surgem de seguida as primeiras fissuras diagonais no interior do nó.

Até se atingir um *drift* de 2,5%, observa-se um agravamento do dano, com este a acontecer seja por origem de novas fendas, quer por junção de fendas já existentes. Com um nível de *drift* de 3,0% imposto, o nó apresenta um dano elevado, observando-se algum destacamento do betão na face exterior, e uma rotura diagonal que percorre toda a sua secção. Como consequência, os varões longitudinais dos pilares encurvam, provocando assim o total destacamento do betão e consequente rotura global.

No provete TPA-2 observou-se que os maiores comprimentos de rótula surgiram nos pilares, com destaque para o superior. A viga apresenta um valor baixo de 0,0075h.

Tabela 9 – Comprimento de rótula plástica TPA-2

Provete	Pilar Superior		Pilar Inferior		Viga	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
TPA-2	0,20	0,8	0,13	0,52	0,03	0,0075

5.3. Provete TPB-1

5.3.1. Relação força-deslocamento

De acordo com a Figura 48 a resistência máxima observada para o provete TPB-1 foi de aproximadamente 18,5 kN. Este valor é obtido para deslocamentos (Δ) do topo do pilar de cerca de 38 mm, equivalente a um *drift* 1,2%. A rigidez inicial foi de 2,2 kN/mm.

O início da fissuração da viga ocorre para um deslocamento $\Delta = 6$ mm (*drift* = 0,2%) correspondendo uma força de aproximadamente 7,8 kN. As primeiras fissuras nos pilares ocorrem para um deslocamento imposto de $\Delta = 30$ mm (*drift* = 1,0%), para uma força

lateral de cerca de 17,6 kN. O provete manteve constante a sua resistência máxima durante todo o ensaio, não havendo degradação da sua resistência.

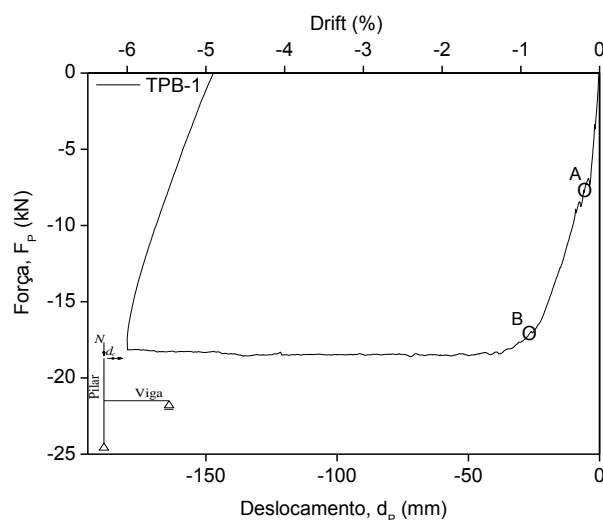
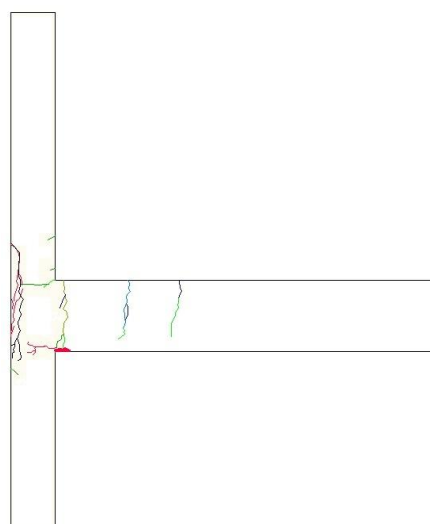


Figura 48 – Gráfico força-deslocamento TPB-1

Atente-se as Figura 49 a) e b), demonstrativas do estado final de dano no provete. As primeiras fissuras surgiram na zona traccionada da viga, para valores de *drift* de 0,2%. Para o nível seguinte (0,3%) observou-se a propagação do dano ao longo da viga, surgindo uma nova fenda e agravando-se a primeira mais próxima do nó. Até um *drift* de 1,0% o dano aumenta ao longo da viga com o aparecimento de uma terceira fenda. Acontece a fissuração do canto traccionado do nó e da face interior do pilar superior, a cerca de 25 cm do nó.



a)



b)

Figura 49 – Dano final do provete TPB-1: a) Distribuição do dano; b) Detalhe no nó;

Continua o agravamento geral das fissuras existentes até que para o nível de *drift* de 1,5% surge no pilar superior uma nova abertura a cerca de 6 cm do nó. A fissuração neste elemento ocorre nas zonas limites da emenda dos varões longitudinais. Até se atingir um *drift* de 2,5%, o provete manteve-se estável com o dano a reflectir-se na abertura da primeira fenda da viga na zona traccionada, enquanto a oposta começa a mostrar sinais de rotura do betão por compressão. Aos 165 mm de deslocamento (*drift* = 5,5%) a fissura inicial da viga apresenta uma abertura com cerca de 2 cm. A deformação global do nó é acentuada e a zona comprimida da viga está agora mais degradada. Atingidos os 6,0% de *drift* a segunda fissura a surgir na viga, apresenta também uma abertura considerável.

Tal como no ensaio do provete TPA-1, finalizado o ensaio monotónico fez-se a descarga no sentido oposto. A rotura por destacamento do betão e a formação da fissura na zona inferior do nó, possível observar na Figura 49 b) acontece nesta fase. Nas análises desenvolvidas neste trabalho não se contabilizou o ramo de descarga.

O maior comprimento de rótula verificou-se no pilar superior com um valor de 0,88h, mais do dobro relativamente ao pilar inferior, apenas 0,4h. Bastante menor foi o valor de 0,175 verificado na viga.

Tabela 10 - Comprimento de rótula plástica TPB-1

Provete	Pilar Superior		Pilar Inferior		Viga	
	L_P (m)	L_P/h	L_P (m)	L_P/h	L_P (m)	L_P/h
TPB-1	0,22	0,88	0,10	0,4	0,07	0,175

5.4. Provete TPB-2

5.4.1. Relação força-deslocamento

De acordo com a Figura 50 a), a força máxima resistente deste provete foi de 19,6 kN no sentido positivo de deslocamento e 18,5 kN no sentido negativo. Estes valores de resistência são relativamente próximos, e são obtidos para valores de deslocamentos semelhantes (± 45 mm, equivalente a um *drift* de 1,5%). O último ciclo de deslocamentos impostos corresponde a um *drift* de aproximadamente 3,5% para ambos os sentidos. As forças máximas aqui atingidas são de 13,68 kN e 8,17 kN, no sentido positivo e negativo respectivamente.

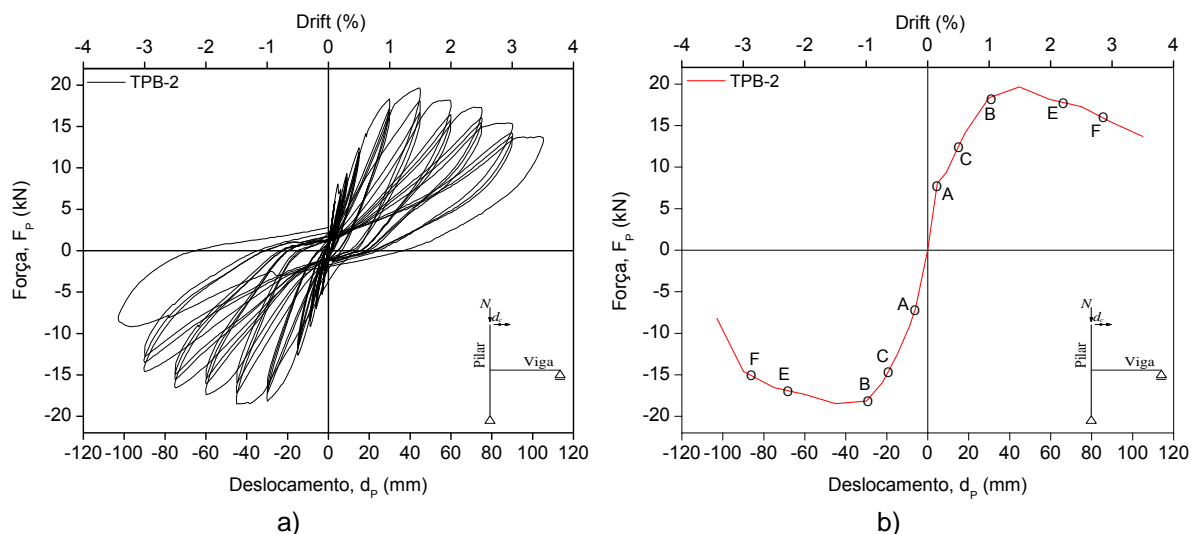


Figura 50 - Relação força-deslocamento TPB-2: a) resposta cíclica; b) envolvente;

Na Figura 50 b) observa-se que o início da fissuração da viga ocorre para um deslocamento $\Delta = \pm 6 \text{ mm}$ ($drift = 0,2\%$) e que a força correspondente é de 8,3 kN e 7,1 kN, no sentido positivo e negativo respectivamente. Para uma rigidez inicial de 1,7 kN/mm, atinge-se para um $drift$ de 0,5% o deslocamento de cedência com um valor de 17,9 mm equivalendo-lhe uma força de 17,4 kN. As primeiras fissuras nos pilares ocorrem para um deslocamento $\Delta = \pm 30 \text{ mm}$ ($drift = 1,0\%$), com forças a rondar os 18 kN. O destacamento do betão ocorre na face exterior do nó, para valores de deslocamento na ordem dos 60 a 75 mm ($drift$ entre 2,0% e 2,5%). A força última ocorre para um $drift$ a rondar os 3,0% ($\Delta \approx 90 \text{ mm}$) em ambos os sentidos.

5.4.2. Energia dissipada e amortecimento equivalente

A Figura 51 mostra a evolução da energia dissipada para o ensaio do provete TPB-2. Observa-se que a partir de um $drift$ de 1,0%, esta energia aumenta substancialmente até se atingir um valor de 8,33 kN.m para um $drift$ de 3,5%.

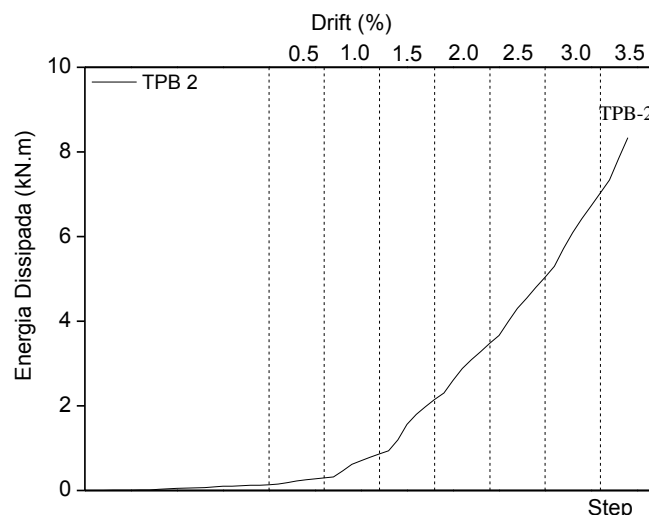


Figura 51 – Evolução da energia dissipada no ensaio do provete TPB-2

Na Figura 52 apresenta-se, em função da exigência de deformação, a evolução do amortecimento equivalente inicial de 4,54% até 10,3 % final, correspondendo uma ductilidade em deslocamento de 5,9.

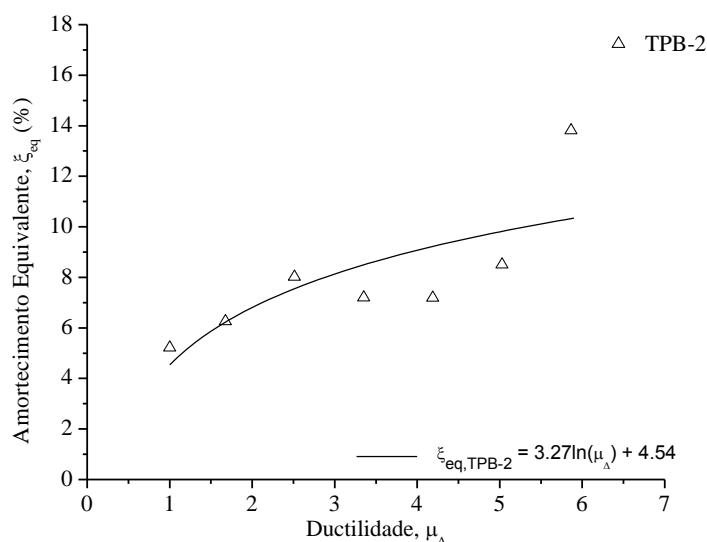


Figura 52 – Amortecimento equivalente (TPB-2)

5.4.3. Danos e comprimentos de rótula plástica observados

Nas Figura 53 a) e b), apresenta-se o estado final de dano no provete. A primeira fase de fissuração acontece na viga, com o surgimento de 3 fissuras, para *drift* entre 0,2% e 0,5%. Para 1,0% a fissuração propaga-se dos pontos interiores do nó, para o interior dos mesmos. Na face exterior do nó, de ambos os pilares surgem também as primeiras fissuras.

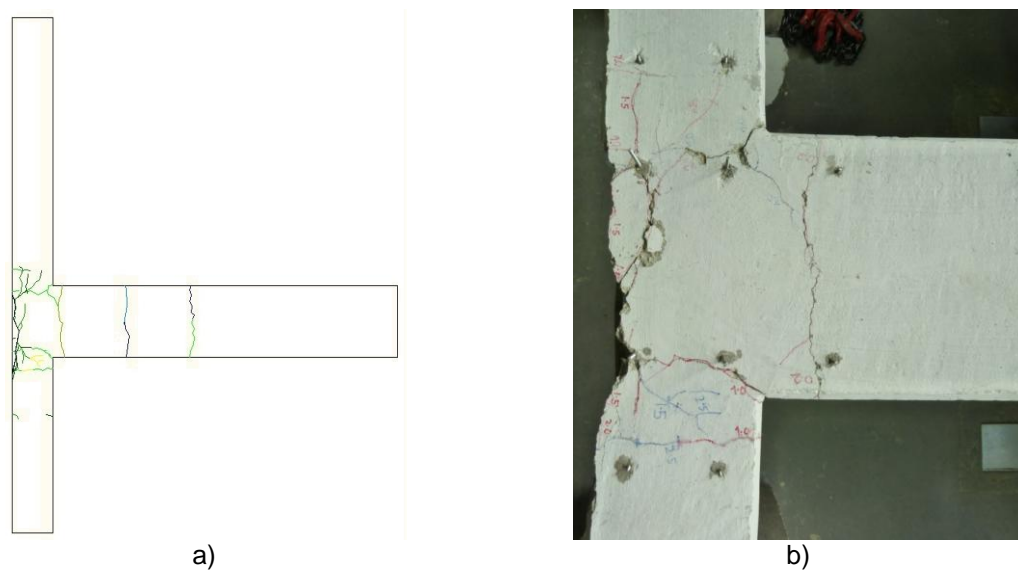


Figura 53 - Dano final do provete TPB-2: a) Distribuição do dano; b) Detalhe no nó;

Para *drift* 1,5% a fenda inicial da viga apresenta um dano considerável, bem como o interior do nó. A propagação das fendas agrava-se em todos os elementos até que para um *drift* de 2,5%, começa-se a observar a sua junção junto à face exterior do nó e o consequente começo do destacamento do betão.

Atingidos 4,0% de *drift*, dá-se a rotura do provete, observando-se o desprendimento completo do betão na face externa do nó, impulsionado pelo encurvamento dos varões longitudinais dos pilares.

O maior comprimento de rótula plástica ocorre em ambos os pilares, verificando-se valores semelhantes para ambos.

Tabela 11 - Comprimento de rótula plástica TPB-2

Provete	Pilar Superior		Pilar Inferior		Viga	
	L_P (m)	L_P/h	L_P (m)	L_P/h	L_P (m)	L_P/h
TPB-2	0,09	0,36	0,09	0,36	0,07	0,175

5.5. Provete TPC

5.5.1. Relação força–deslocamento

De acordo com a Figura 54 a), a força máxima resistente deste provete foi de 18,3 kN no sentido positivo de deslocamento e 16,5 kN no sentido negativo. Estes valores de resistência são relativamente próximos, e foram obtidos para o mesmo valor de deslocamento deslocamento (± 30 mm, equivalente a um *drift* de 1,0%).

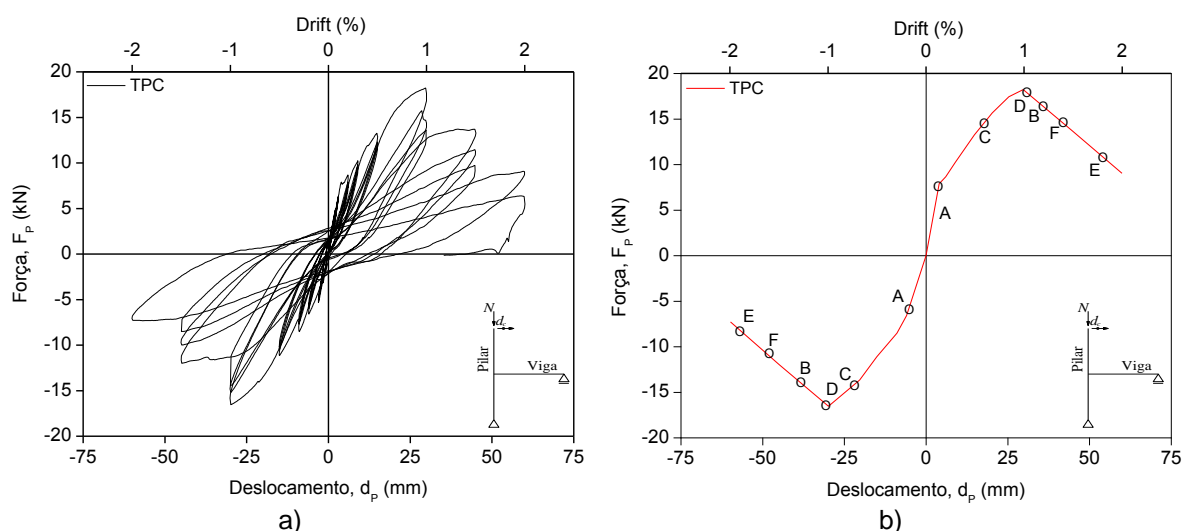


Figura 54 - Relação força-deslocamento TPC: a) resposta cíclica; b) envoltória;

O último ciclo de deslocamentos impostos corresponde, em ambos os casos, a um deslocamento de $\Delta = 60$ mm, equivalente a um *drift* de 2,0%. As forças laterais aqui atingidas são de 5,5 kN e -7,1 kN.

Na Figura 54 b) observa-se que o início da fissuração da viga ocorre para um deslocamento $\Delta = \pm 6$ mm (*drift* = 0,2%), com uma força lateral correspondente de 8,7 kN e -6,6 kN. A rigidez inicial é de 1,97 kN/mm no sentido positivo e 0,9 kN/mm no sentido negativo. Para o *drift* de 0,5% atinge-se o deslocamento de cedência com um valor de 17,5 mm equivalendo-lhe uma força de 16 kN. As primeiras fissuras nos pilares ocorrem para um deslocamento $\Delta = \pm 30$ mm (*drift* = 1,0%), com forças a rondar os 15 kN. Nesta fase, já é notória a perda de capacidade resistente do provete e a formação de fissuras diagonais no interior do nó. Estas últimas surgiram para valores de *drift* de 1,0%, a que equivalem forças a rondar 17,5 kN. A força última ocorre para um *drift* a rondar os 1,5%, com um deslocamento $\Delta \approx 40$ mm no sentido positivo e $\Delta \approx 44$ mm no sentido negativo.

Mais tardiamente ocorre o destacamento do betão na face exterior do nó, para valores de deslocamento na ordem dos 60 mm ($drift = 2,0\%$).

5.5.2. Energia dissipada e amortecimento equivalente

A Figura 55 mostra a evolução da energia dissipada para o ensaio do provete TPC. Observa-se que a partir de um $drift$ de 0,5%, esta energia aumenta substancialmente até se atingir um valor de 3,07 kN.m para um $drift$ de 2,0%.

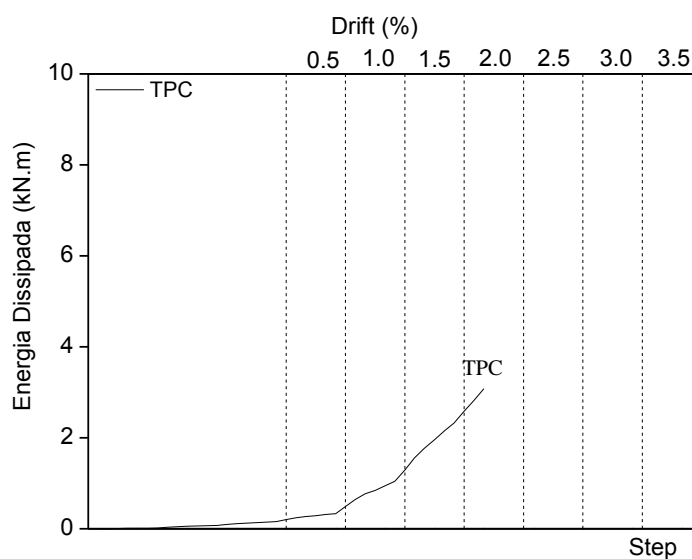


Figura 55 – Evolução da energia dissipada no ensaio do provete TPC

Da Figura 52 apresenta-se a evolução do amortecimento equivalente dos 4,85% iniciais até aos 15,93% no final, correspondendo uma ductilidade em deslocamento de 3,4.

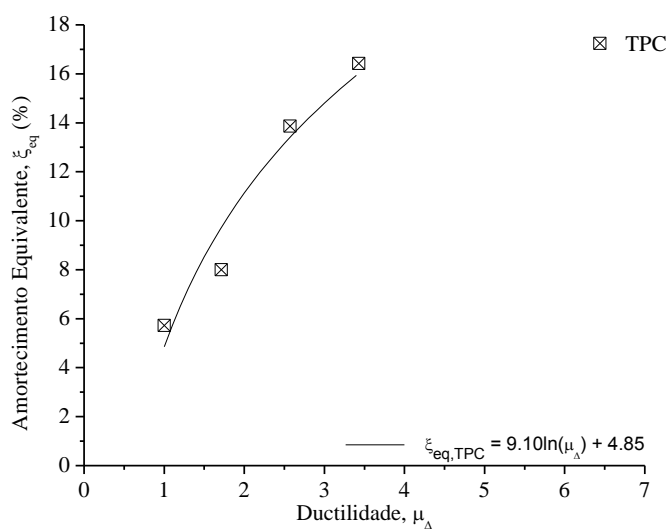


Figura 56 – Amortecimento equivalente (TPC)

5.5.3. Danos e comprimentos de rótula plástica observados

Na Figura 57 a) e b), apresenta-se o estado final de dano no provete. Para valores de *drift* compreendidos entre os 0,2% e 0,5%, os efeitos das acções impostas começam a surgir na viga junto ao nó e propagam-se em direcção ao extremo da mesma. Para o *drift* de 1,0% começa o dano no interior do nó, com fissuras a formarem-se dos cantos internos do nó para o interior do mesmo. Na face exterior dos pilares surge a primeira fenda, e formam-se ainda as primeiras fissuras diagonais em ambas as direcções no nó. Inicia-se a formação de uma quinta fenda na viga, numa zona mais próxima do apoio.

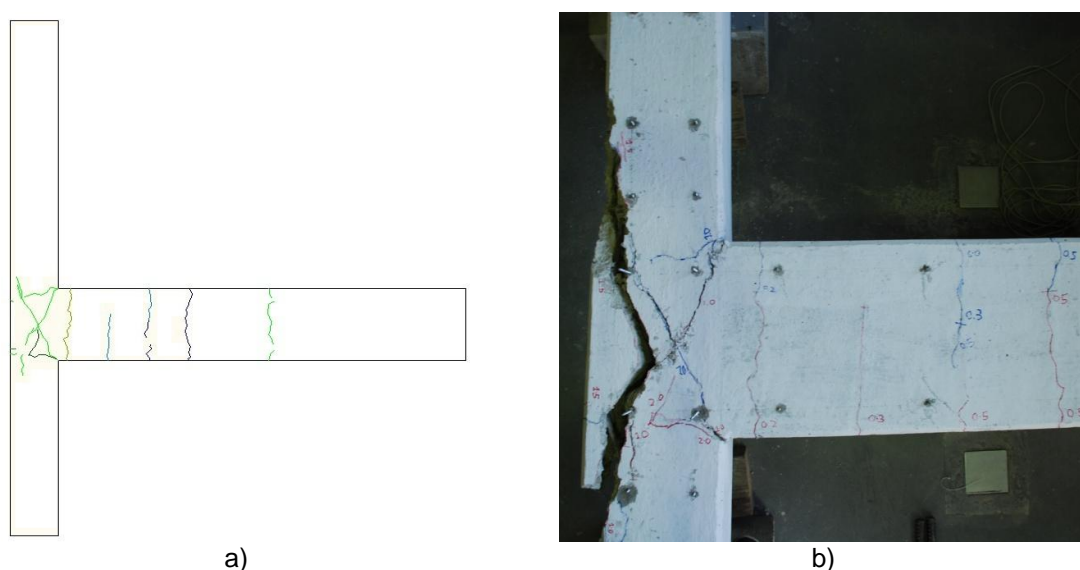


Figura 57 - Dano do provete TPC: a) Distribuição do dano; b) Detalhe no nó;

Atingido o *drift* de 1,5% e o dano no interior do nó agravou-se, bem como a face externa dos pilares em que surgiram duas novas fendas, localizadas na zona de intersecção da viga com os pilares. As fissuras diagonais agravaram-se e propagam-se pela zona dos varões longitudinais exteriores dos pilares.

Para o *drift* de 2,0% as fissuras formadas nos pilares agravaram-se e uniram-se às fendas diagonais do nó. O destacamento do betão na face exterior da viga provoca a rotura do nó, com os varões longitudinais dos pilares a apresentarem sinais de encurvadura.

Ambos os pilares apresentaram comprimentos de rótula significativos, com o maior a ser observado no pilar superior correspondente a 1,2h, com o inferior a ser de 1,0h. A viga apresentou um comprimento de rótula de 0,2h.

Tabela 12 - Comprimento de rótula plástica TPC

Provete	Pilar Superior		Pilar Inferior		Viga	
	L_P (m)	L_P/h	L_P (m)	L_P/h	L_P (m)	L_P/h
TPC	0,3	1,2	0,25	1,0	0,08	0,2

5.6. Provete TD

5.6.1. Relação força – deslocamento

De acordo com a Figura 58 a), a força máxima resistente deste provete foi um pouco acima dos 20 kN no sentido positivo e -19 kN no sentido negativo. Estes valores de resistência são relativamente próximos, e foram obtidos para valores de deslocamentos a rondar os 40 e -30 mm (equivalente a valores de *drift* de 1,0% e 1,3%). O último ciclo de deslocamentos impostos corresponde a deslocamentos de $\Delta = 90$ mm e $\Delta = -75$ mm (*drift* de 3,0% e 2,5%, respectivamente), atingindo-se forças de 9,6 kN (sentido positivo) e 8,5 kN (sentido negativo).

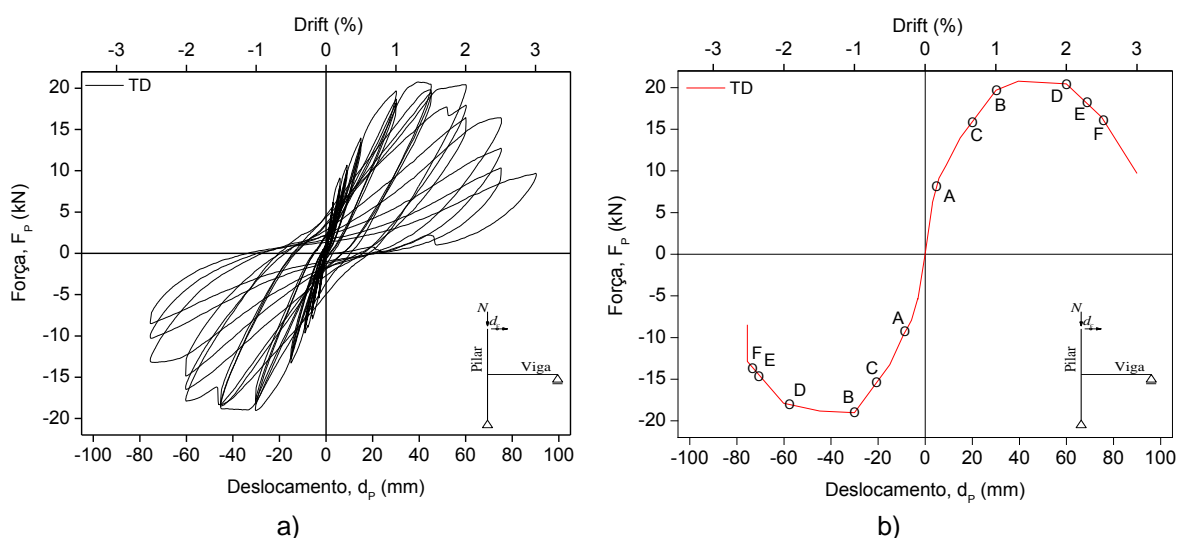


Figura 58 - Relação força-deslocamento TD: a) resposta cíclica; b) envolvente;

Na Figura 58 b) observa-se que o início da fissuração da viga ocorre para o *drift* = 0,2% ($\Delta = \pm 6$ mm) e que a força correspondente é de aproximadamente 9 kN em ambos os sentidos. Com uma rigidez inicial de 1,84 kN/mm., atinge-se para um *drift* de 0,5% o deslocamento de cedência com um valor de 17,9 mm equivalendo-lhe uma força de 18,65 kN. As primeiras fissuras dos pilares ocorrem para um deslocamento $\Delta = \pm 30$ mm (*drift* = 1,0%), com forças a rondar os 19 kN. A partir desta altura a capacidade resistente

do provete não aumenta consideravelmente (a força máxima é atingida no patamar seguinte de deslocamento). Com *drift* de 2,0% ($\Delta = \pm 60$ mm) a ser atingido para forças próximas de 20,5 kN e -18 kN, observa-se as primeiras fissuras diagonais no interior do nó. De seguida inicia-se o destacamento do betão na face exterior do nó, para valores de deslocamento na ordem dos 65 mm (*drift* \approx 2,0% a 2,5%). A força última ocorre para um *drift* ligeiramente superior a 2,5% ($\Delta = 75$ mm) no sentido positivo e 2, % ($\Delta = 71$ mm) para o sentido negativo.

5.6.2. Energia dissipada e amortecimento equivalente

A Figura 59 mostra a evolução da energia dissipada para o ensaio do provete TD. Observa-se que a partir de um *drift* de 0,5%, esta energia aumenta substancialmente até se atingir um valor de 7,14 kN.m para o final dos ciclos correspondentes ao *drift* 2,5%.

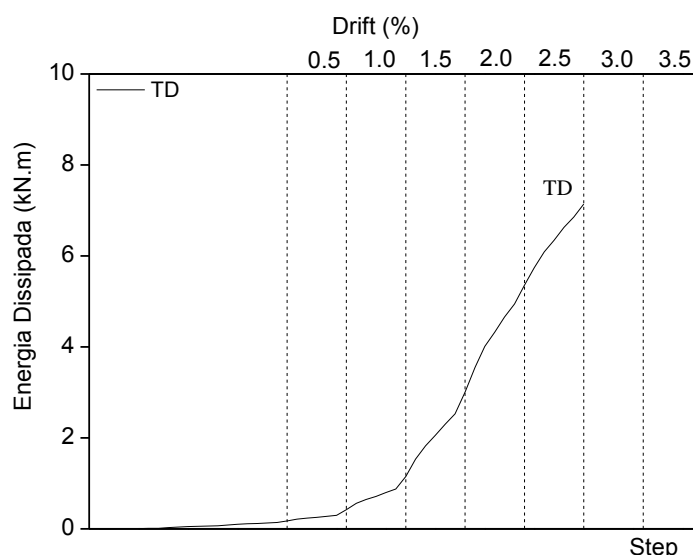


Figura 59 – Evolução da energia dissipada no ensaio do provete TD

Na Figura 60 apresenta-se a evolução do amortecimento equivalente em função da exigência de deformação. Progride dos 3,92% inicial até aos 12,23% final, a que lhe corresponde uma ductilidade em deslocamento de 4,2.

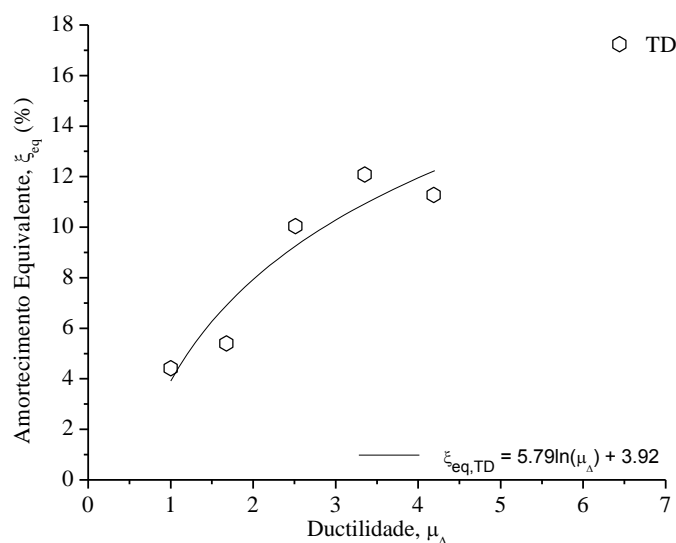


Figura 60 - Amortecimento equivalente (TD)

5.6.3. Danos e comprimentos de rótula plástica observados

Atente-se as Figura 61 a) e b), demonstrativas do estado final de dano no provete. O grau de fissuração neste provete é o mais elevado, verificando-se um grande número de fissuras no interior do nó, bem como ao longo da viga.

A primeira fase de fissuração ocorre principalmente na viga, com a formação de cinco fendas distintas ao longo da mesma, para um *drift* máximo de 0,5%. Observa-se ainda a formação de duas fendas com origem nos pontos internos do nó, propagando-se para o interior do mesmo.

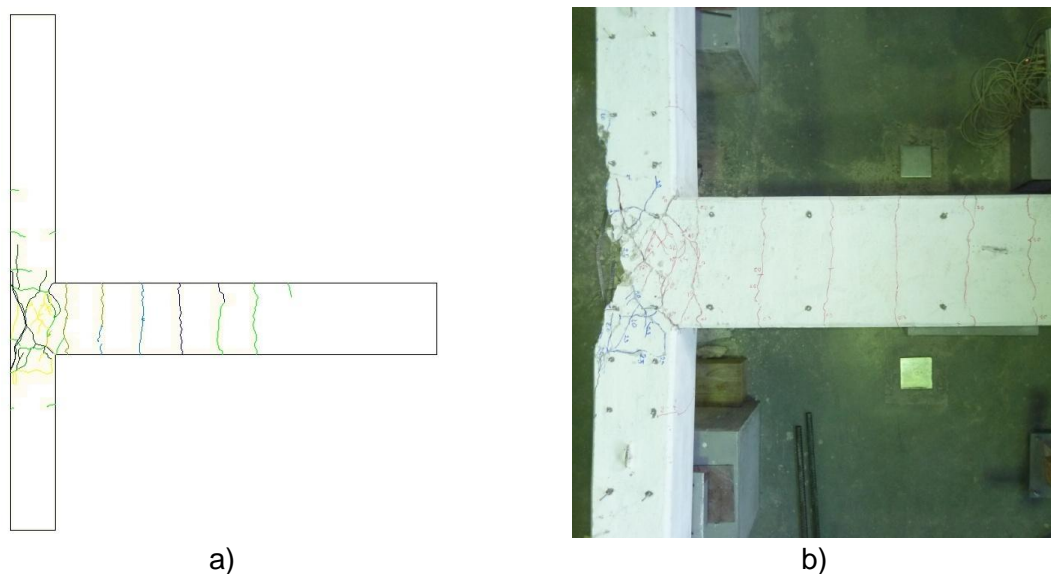


Figura 61 - Dano do provete TD: a) Distribuição do dano; b) Detalhe no nó;

A imposição de um *drift* de 1,0% mostrou-se a mais crítica do ensaio com o dano a propagar-se em direcção ao extremo da viga, e agravar-se no interior do nó. Observa-se uma deterioração rápida dos pilares através do surgimento de várias fendas ao longo dos mesmos. Com o incremento do deslocamento imposto, verificou-se o alastrar do dano nos pilares e no interior do nó.

Atingido o *drift* de 2,0% e observa-se agora a formação de fissuras diagonais no núcleo do nó. A face externa dos pilares apresenta um dano considerável, destacando-se a formação de fendas que se propagam no sentido longitudinal dos mesmos. Até valores de *drift* de 3,0% observa-se o alastramento da fissuração do núcleo do nó, através da formação de novas fendas mais pequenas e da união das já existentes, formando agora fissuras de maiores dimensões. Acontece o destacamento do betão na face exterior dos pilares provocado pela encurvadura dos varões longitudinais dos pilares.

O provete TD, o único dotado de armadura nervurada, apresenta os maiores comprimentos de rótulas plásticas, mais em concreto nos pilares. Os comprimentos obtidos nestes elementos são bastante próximos, variando entre 1,08h para o inferior e 1,12h no superior. Na viga observou-se um valor de 0,19h, bastante mais baixo que os dois anteriores.

Tabela 13 - Comprimento de rótula plástica TD

Provete	Pilar Superior		Pilar Inferior		Viga	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
TD	0,27	1,08	0,28	1,12	0,076	0,19

6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1. Análise global

6.1.1. Relação força-deslocamento

Da sobreposição das envolventes força-deslocamento (ver Figura 62), constata-se que as principais diferenças de comportamento entre os vários provetes apenas surgem após ser atingida a respectiva capacidade máxima resistente. Até ser atingido o *drift* de 1,0%, todos os provetes apresentam um comportamento semelhante, uma vez que as propriedades geométricas dos elementos são as mesmas, surgindo diferenças a partir desse ponto, associadas às propriedades dos materiais. A resistência máxima varia entre os 16 kN e os 20 kN. O provete TD é o que apresenta maior força resistente em ambos os sentidos, devido à maior tensão de cedência apresentada pela armadura nervurada e à influência da sua superfície no mecanismo de aderência entre o aço e o betão. Pelo contrário, o provete TPC apresenta a menor resistência, em ambos os sentidos. Os provetes sujeitos a carregamento monotónico apresentam capacidade resistente análoga aos sujeitos a carregamento cíclico, mas mantêm a resistência máxima até maiores valores de exigências de deslocamento.

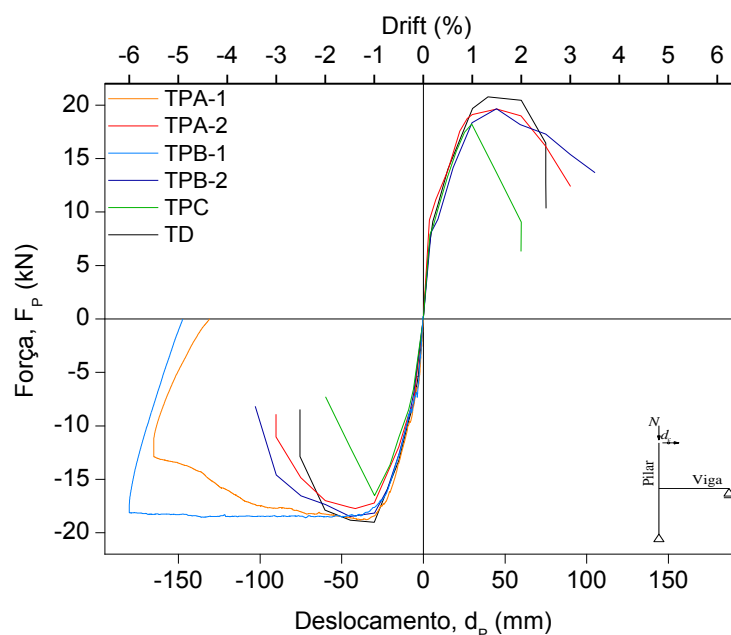


Figura 62 – Envolventes força-deslocamento dos seis provetes

Em todos os provetes, observou-se que o início da fissuração ocorre nas vigas para exigências de *drift* de 0,2% e nos pilares para *drift* de 1,0%, com excepção do provete TPA-1 em que a fissuração ocorre para valores de *drift* de 1,5%. O início da fissuração por corte no interior do nó para cada provete ocorre para diferentes níveis de deslocamento. O mais baixo (*drift* = 1,0%) ocorre no provete TPC, de seguida no provete TPA-2 (*drift* = 1,5%), seguido do provete TD (*drift* = 2,0%). O provete TPA-1 apenas sofreu danos por corte no nó para um *drift* de 2,5%, e nos provetes TPB-1 e TPB-2 este tipo de dano não ocorreu. Como nestes provetes existe emenda dos varões longitudinais do pilar superior, a quantidade de aço aí existente é muito maior. Isto resulta numa zona de maior resistência que a nominal, e consequentemente a distribuição dos esforços no nó é afectada.

Relativamente ao destacamento do betão no nó, para os quatro provetes (acção cíclica) que sofreram este tipo de dano, o mais vulnerável foi o provete TPC com um *drift* de 1,5% a 2,0%, com os restantes provetes a resistirem até aos 2,5%.

6.1.2. Energia dissipada e amortecimento equivalente

A Figura 63 representa a evolução da energia dissipada para os quatro provetes sujeitos a carregamento cíclico.

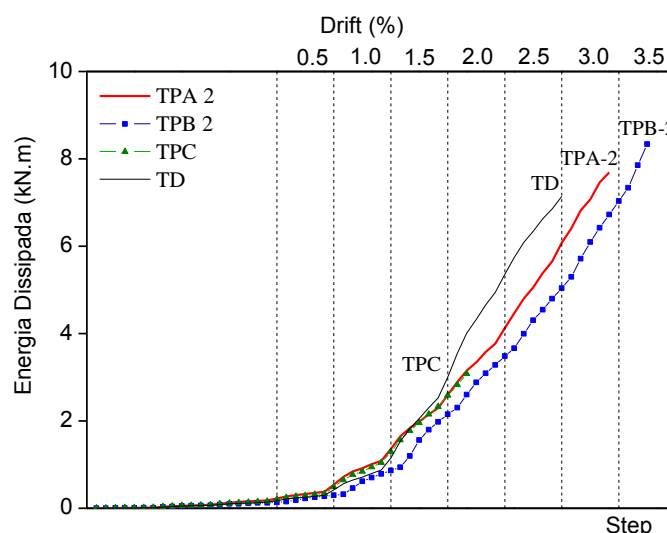


Figura 63 – Evolução da energia dissipada nos ensaios dos quatro provetes submetidos a carregamento cíclico

Da sua observação constata-se que até ao final do *drift* de 1,0% todos os provetes seguem a mesma tendência. Até ao *drift* de 2,0%, o provete TPB-2 segue uma tendência

diferente, com a sua capacidade de dissipação de energia a ser menor do que a dos outros três, que se mantêm relativamente semelhantes. Esta diferença pode ser verificada com a diferença de dano sofrida pelo provete, em que no caso do TPB-2 foi muito menos distribuída ao longo do provete. O provete TPC, apesar de ter um valor máximo de 3,07 kN·m (o mais baixo de todos), apresenta uma evolução de energia dissipada muito semelhante ao provete TPA-2 que atinge um máximo de 7,69 kN·m. O provete TD destaca-se dos restantes com um crescimento maior da sua capacidade de dissipação de energia a partir do início do *drift* de 2,0%, e com uma energia dissipada máxima menor (7,14 kN·m) relativamente ao TPA-2 e TPB-2. Este último, apresenta a evolução da dissipação de energia mais suave e o valor máximo (8,33 kN·m) mais elevado de todos os provetes.

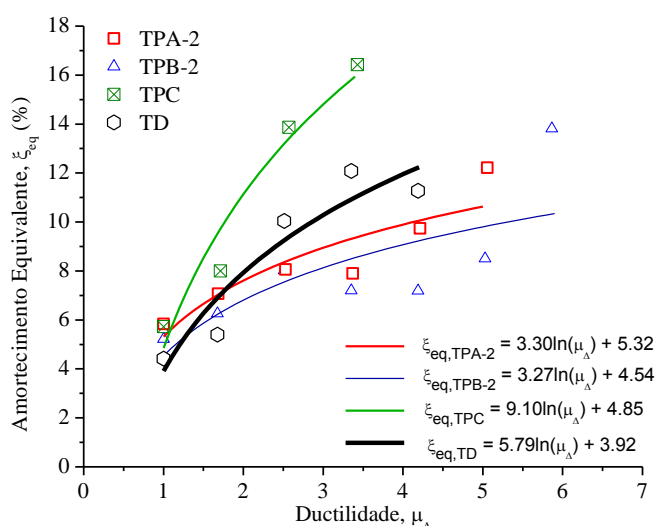


Figura 64 – Amortecimento equivalente dos quatro provetes submetidos a carregamento cíclico

Observando a Figura 64, constata-se que a relação amortecimento equivalente-ductilidade é algo díspar de provete para provete. De uma forma geral, os valores de amortecimento equivalente máximos variam entre 10,44% (TPB-2) e 15,94% (TPC), com a ductilidade máxima a variar entre 3,4 (TPC) e 5,9 (TPB-2).

A evolução do amortecimento com a ductilidade dos provetes TPA-2 e TPB-2 é semelhante. Ambos são porém, quando comparados de uma forma global, os que apresentam menores valores de amortecimento equivalente e maiores valores de ductilidade de deslocamento. O provete TD é o que possui menor amortecimento equivalente até ser atingida uma ductilidade de 1,8 e apresenta uma taxa de crescimento do amortecimento equivalente maior (12,23%), mas também uma menor ductilidade de

4,2. O provete TPC é o que apresenta um maior amortecimento equivalente (15,93%) mas uma menor ductilidade de deslocamento (3,4).

6.1.3. Danos e comprimentos de rótula plástica observados

Antes de mais volta-se a salientar que as imagens a) e c) da Figura 65, correspondentes aos provetes submetidos a carregamento monotónico, mostram um destacamento do betão na parte exterior do nó, tal como a fissura inferior de maior dimensão do provete TPB-1. Isto só aconteceu após a inversão do sentido de actuação, não sendo portanto considerado na análise deste trabalho. O recurso às respectivas fotografias prende-se unicamente com o facto de o provete estar livre de sensores facilitando portanto a visualização do dano.

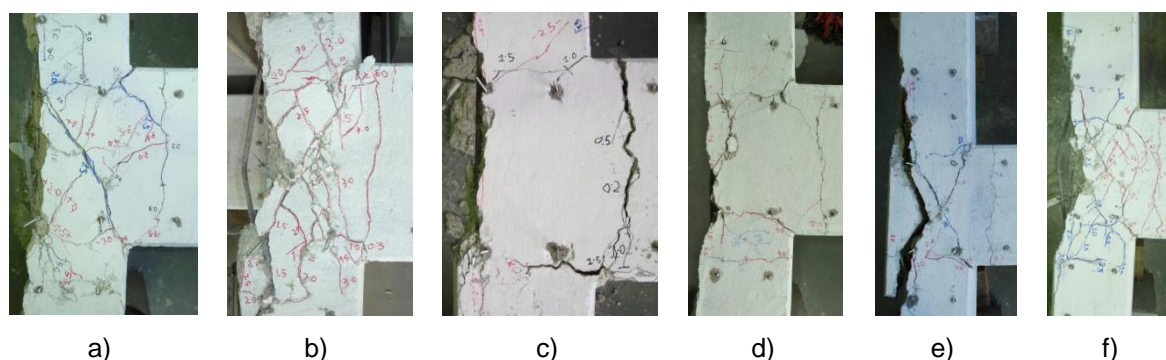


Figura 65 – Dano dos nós: a) TPA-1; b) TPA-2; c) TPB-1; d) TPB-2; e) TPC; f) TD

No provete TPB-1 observa-se que o dano no interior do nó foi quase inexistente, concentrando-se apenas nas zonas de interface elementos-nó. Esta concentração manifesta-se pela abertura de duas fissuras nas zonas de interface da viga e do pilar inferior com o nó, onde as forças de tracção são maiores. Na zona de união com o pilar superior, apesar de também estar traccionada, não surgiram fissuras como as anteriores, devido à existência da emenda da armadura nesse mesmo elemento. Este pormenor construtivo fez com que o dano no provete TPB-2 seja mais notório na zona de interface da viga e do pilar superior com o nó, mas com o pilar superior a sofrer menor dano relativamente aos outros dois. Esta irregularidade na distribuição de forças pelo nó, fez com que não surgissem fissuras diagonais no núcleo dos mesmos.

O provete TPA-1 e o provete TPA-2 apresentam uma maior distribuição do dano no nó relativamente aos provetes TPB-1 e TPB-2. A não existência de emendas faz com que o

nó distribua as forças de forma mais equilibrada entre os seus elementos, dando azo a que surjam fissuras diagonais provocadas pelo esforço de corte.

Os provetes TPA-2 e TD apresentaram uma grande distribuição da fissuração, e o mesmo modo de rotura por destacamento do betão na face exterior do nó. O elevado grau de fissuração no interior do nó deve-se essencialmente ao tipo de ancoragem da armadura longitudinal da viga utilizado, que contribui para um melhor confinamento do betão na região do nó, permitindo ao mesmo suportar níveis superiores de tensões.

O provete TPC, de todos o menos resistente, não apresenta grande distribuição de dano. O carregamento cíclico originou fissuras de corte no núcleo do nó para níveis muito baixos de *drift*, e a passagem para a fase de rotura por destacamento do betão aconteceu de forma célere. Isto deve-se principalmente à ancoragem em gancho no final dos varões longitudinais da viga, suportada apenas pelo recobrimento.

A Tabela 14 compila os comprimentos de rótula obtidos em cada elemento constituinte dos seis provetes

Tabela 14 – Comprimento de rótula plástica dos seis provetes

Provete	Pilar Superior		Pilar Inferior		Viga	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
TPA-1	0,15	0,6	0,2	0,8	0,09	0,23
TPA-2	0,20	0,8	0,13	0,52	0,03	0,0075
TPB-1	0,22	0,88	0,10	0,4	0,07	0,175
TPB-2	0,09	0,36	0,09	0,36	0,07	0,175
TPC	0,3	1,2	0,25	1,0	0,08	0,2
TD	0,27	1,08	0,28	1,12	0,076	0,19

De uma forma geral, os maiores valores foram obtidos para os pilares, com o pilar superior do provete TPC a apresentar o maior comprimento de rótula plástica. O provete TD apresentou o segundo e terceiro maior comprimento, no pilar superior e inferior respectivamente.

6.2. Diferenças do tipo de carregamento

Pretende-se com este subcapítulo estudar a influência que tipo de carregamento aplicado tem no comportamento global do nó. Como foi referido anteriormente neste trabalho, para cada detalhe construtivo TPA e TPB foram realizados dois modelos 1 e 2, de forma a realizar um ensaio monotónico e outro cíclico respectivamente.

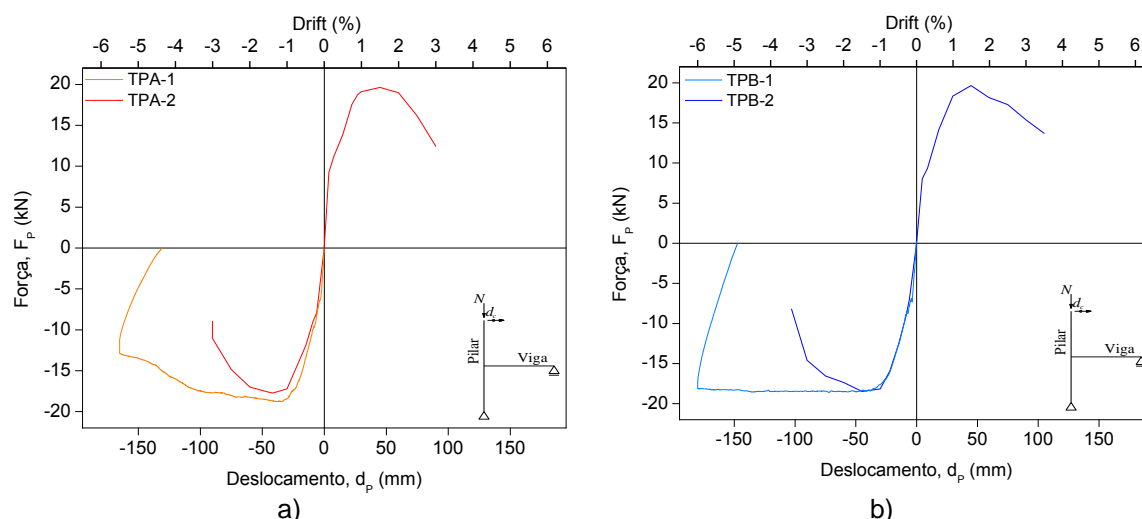


Figura 66 - Envolventes força-deslocamento: a) TPA-1 vs TPA-2; b) TPB-1 vs TPB-2;

A Figura 66 a) é representativa da evolução da relação força-deslocamento para os provetes TPA-1 e TPA-2, com o primeiro a sofrer um carregamento monotónico e o segundo a sofrer um carregamento cíclico. É possível observar que o provete TPA-1 atingiu uma força máxima resistente de 18,8 kN, superior à atingida pelo TPA-2 de 17,7 kN, ambas para níveis próximos de *drift* a rondar os 1,0% a 1,5%. Até o início da fissuração nas vigas, que acontece para níveis de deslocamento semelhantes ($\Delta = 6$ mm) em ambos os ensaios, a rigidez dos provetes é praticamente igual.

É a partir deste ponto que se começam a verificar as grandes diferenças, com duas de maior importância a destacar. Primeiro a perda de rigidez que se observa ser muito mais acentuada para o provete sujeito a carregamento cíclico antes de se atingir a capacidade máxima, e a perda da rigidez pós-pico, em que o provete TPA-1 demonstra uma capacidade maior de manter a sua integridade/rigidez à medida que se vai impondo deslocamentos cada vez maiores. O carregamento cíclico com a variação do sentido de actuação das forças, provoca uma aceleração da degradação das características mecânicas dos materiais, fazendo com que a rotura ocorra mais cedo (*drift* = 3,0%) quando comparado ao provete monotónico, cujo *drift* máximo atingiu os 5,5%.

A Figura 66 b) é representativa da evolução da relação força-deslocamento para os provetes TPB-1 e TPB-2, com o primeiro a sofrer um carregamento monotónico e o segundo a sofrer um carregamento cíclico. Até um *drift* próximo de 1,5%, altura em que ambos os provetes atingem a sua capacidade máxima, a evolução da relação força-deslocamento é semelhante. A rigidez inicial de cada provete assim como a sua evolução é muito parecida, com alguns aspectos, como a fissuração inicial das vigas e dos pilares, a acontecer para níveis idênticos de deslocamento, $\Delta = 0,6 \text{ mm}$ e $\Delta = 30 \text{ mm}$ respectivamente.

Após ser atingida a capacidade máxima de cada provete, a degradação da rigidez é mais acentuada no provete TPB-2, onde tal como na comparação anteriormente efectuada, o carregamento cíclico provoca uma maior degradação das características mecânicas dos materiais resultando numa rotura do provete para um *drift* de 4,0%.

O provete sujeito a carregamento monotónico, após atingir o seu pico de resistência, apresenta uma capacidade de manter essa mesma força até um *drift* de 6,0%, atingindo o máximo de deslocamento imposto sem que a rotura ocorra. Este comportamento global do provete deve-se principalmente às propriedades mecânicas do aço. Com o aumento do deslocamento imposto, verifica-se que a deformação global do provete se repercute na abertura da fissura da viga, que chega a atingir 2 cm. Esta deformação é principalmente governada pelo aço, que ao atingir a tensão de cedência continua a sofrer extensões sem que isso signifique uma redução da sua resistência.

Observe-se a Figura 65 a) e b) representativas do dano sofrido pelos provetes TPA-1 e TPA-2. Em ambos os provetes a fissuração ocorre de forma bastante distribuída pelo interior do nó, destacando-se apenas a formação de apenas uma fissura diagonal por corte para o provete TPA-1 enquanto no TPA-2 se observa a formação de duas fissuras diagonais nos dois sentidos, consequência directa do tipo de carregamento aplicado.

Relativamente à viga, a distribuição do dano ao longo do elemento é mais grave no provete TPA-1, mas observa-se que as fissuras aí formadas não percorrem toda a secção transversal, contrariamente ao carregamento cíclico onde a fissuração é completa.

Observe-se a Figura 65 c) e d) demonstrativas do dano sofrido pelos provetes TPB-1 e TPB-2. Num primeiro olhar realça-se a pouca fissuração do núcleo do nó. A existência da emenda da armadura no pilar superior altera a distribuição dos esforços no nó ao permitir

o escorregamento das armaduras, conferindo uma maior capacidade de rotação. Como consequência observa-se uma concentração do dano nas zonas de interface da ligação, com os elementos que a compõem

Nas zonas limites da emenda, onde se verifica a redução da área de aço resistente, o betão é sujeito a um aumento de tensões de tracção tornando-as particularmente vulneráveis ao fenómeno de fissuração. O ensaio monotónico permitiu observar a abertura de duas fendas nas zonas limites da emenda, demonstrativas desse fenómeno. O ensaio cíclico deu origem a formação de uma fenda na zona limite inferior da emenda, mas com esta a surgir na face externa do nó. O pilar inferior mostrou ser o mais danificado, com várias fendas a surgirem provocadas pela existência de momentos flectores.

6.3. Influência da emenda da armadura no pilar

Este subcapítulo tem como objectivo estudar a influência da emenda dos varões longitudinais do pilar superior, no comportamento global do nó. Para isso recorrer-se-á aos dados dos provetes TPA e TPB, ambos com as mesmas características geométricas, mas agora, correlacionando-os de acordo com as condições a que foram sujeitos (tipo de carregamento e esforço axial).

6.3.1. Relação força-deslocamento

Da sobreposição das envolventes (ver Figura 67 a)) constata-se que os valores das forças máximas resistentes são relativamente próximos, com o provete TPA-1 a atingir os 18,7 kN e o TPB-1 os 18,5 kN, para valores de *drift* também eles próximos, a rondar os 1,0%.

A rigidez inicial dos provetes é similar até se iniciar a fissuração nas vigas. A partir daí o provete TPB-1 demonstra uma ligeira diminuição da evolução deste parâmetro, até se atingir um *drift* de 1,0%. Atingido o pico, à medida que se vai aumentando o deslocamento imposto, o provete TPA-1 começa a perder a sua integridade e consequentemente a sua resistência começa a diminuir. É para um *drift* entre os 2,0% e os 2,5% que esta perda de resistência se começa a acentuar mais, coincidindo esta fase com o início da fissuração diagonal no interior do nó.

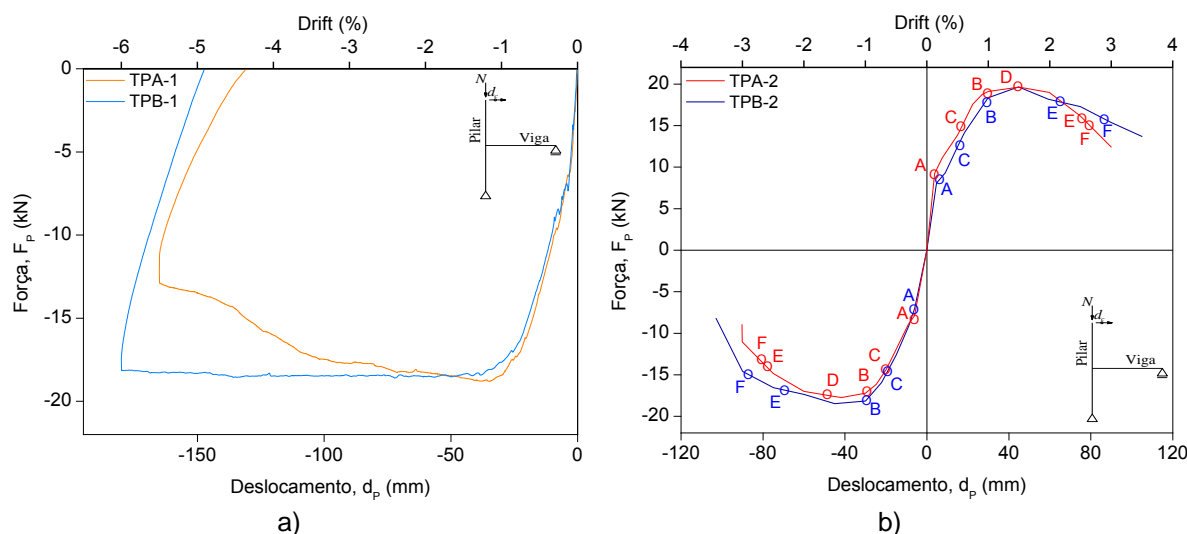


Figura 67 - Envolventes força-deslocamento: a) TPA-1 vs TPB-1; b) TPA-2 vs TPB-2

Analogamente, o provete TPB-1, após atingir a sua capacidade máxima demonstra uma capacidade de a manter estável até um *drift* de 6,0%, altura em que o ensaio foi dado como terminado sem que se observe a rotura do provete.

De uma forma global, os comportamentos histeréticos dos dois provetes sujeitos a carregamento cíclico, apesar de algumas discrepâncias apresentam também algumas parecenças. Se observarmos a Figura 67 b), nota-se que as forças resistentes máximas são muito próximas uma da outra, com valores a rondar os 20 kN. Em ambos o início da fissuração nas vigas ocorre para um *drift* de 0,2% e a fissuração dos pilares ocorre para um *drift* de 1,0%.

Até este nível de deslocamento ($\Delta = 30$ mm) o comportamento de ambos os provetes é semelhante, mas o provete TPA-2 apresenta uma rigidez inicial superior. A rigidez pós-pico mostra uma discrepância maior, com o provete TPA-2 a ter uma perda da mesma mais acentuada que o provete TPB-2. Este último mostra uma capacidade de conservação da força resistente máxima por mais tempo, tendo portanto uma menor degradação da sua resistência.

Assim observa-se que as forças últimas de cada provete são atingidas para níveis de *drift* diferentes apesar de terem um valor nominal próximo, a rondar os 15 kN no sentido positivo e os 14 kN no sentido negativo. O provete TPB-2, por ter uma degradação da rigidez menos acentuada, atinge níveis de deslocamentos maiores. O destacamento do betão ocorre para níveis semelhantes em ambos os provetes, com deslocamentos impostos na ordem dos 75 mm.

6.3.2. Energia dissipada e amortecimento equivalente

No que a dissipação de energia diz respeito os dois provetes sob carregamento cíclico demonstram um comportamento muito similar até um *drift* de 1,0%. A partir deste ponto, o provete TPA-2 demonstra uma evolução mais acentuada, apresentando níveis de dissipação de energia mais elevados para o mesmo valor de deslocamento. O provete TPB-2 apesar de ter uma evolução menos acentuada, dissipou mais 8,3% que o provete TPA-2, atingindo esse máximo para um *drift* de 3,5%, superior ao atingido pelo TPA-2.

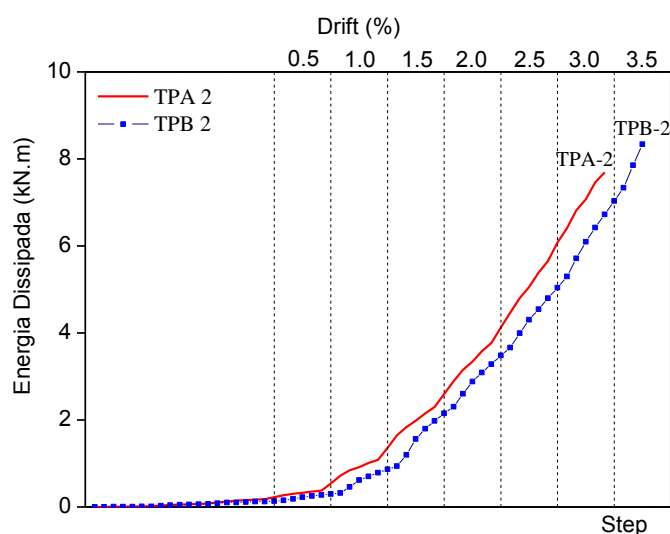


Figura 68 – Evolução da energia dissipada nos ensaios dos provetes TPA-2 e TPB-2.

O dano observado nos provetes é representativo deste comportamento, com o provete padrão a apresentar uma maior capacidade de fissuração no interior do nó, dissipando assim mais energia que o provete TPB-2 para o mesmo nível de deslocamento.

A relação amortecimento equivalente-ductilidade dos dois provetes sob carregamento cíclico é similar. O provete TPA-2 apresenta ao longo do ensaio, mais 5,8% de amortecimento até um nível de ductilidade de deslocamento 5,0, em relação ao provete TPB-2, que atingiu uma ductilidade de deslocamento de 5,9 para um amortecimento equivalente de 10,34%.

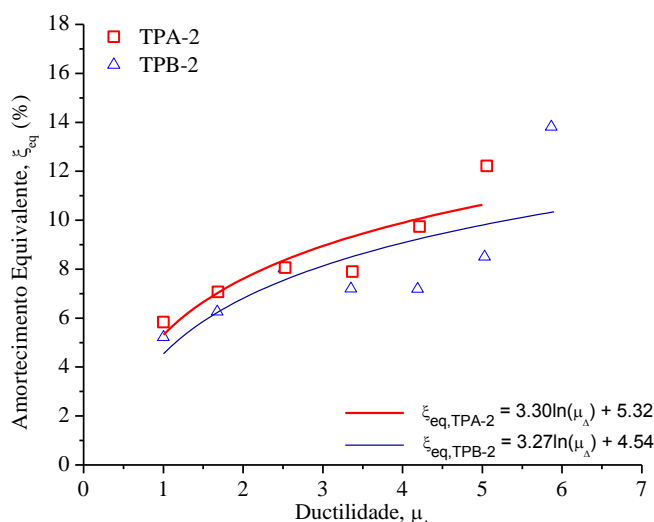


Figura 69 - Relação amortecimento equivalente-ductilidade (TPA-2 vs TPB-2).

6.3.3. Danos e comprimentos de rótula plástica observados

Ao observar a Figura 65 a) e c), constata-se que as diferenças do dano sofrido pelos provetes são grandes. A propagação das fissuras no provete TPA-1 ocorre de uma forma mais distribuída pelo interior do nó, ao contrário do provete TPB-1 em que o dano se concentra nas zonas de interface da viga e do pilar inferior com o núcleo do nó.

No caso de carregamento cíclico (ver Figura 65 b) e d)), rapidamente se conclui que o dano sofrido pelos dois provetes é semelhante ao anterior. O provete TPA-2 apresenta uma grande quantidade de fissuras na zona do núcleo do nó, distribuídas pelos vários níveis de deslocamento imposto. Pelo contrário, no provete TPB-2 o dano concentrou-se mais nas zonas de ligação dos elementos com o nó, com o interior do mesmo a sofrer uma menor degradação quando comparado com o provete TPA-2.

Estas diferenças devem-se ao facto de a emenda do pilar superior permitir escorregamento das armaduras que a compõem, conferindo assim maior rotação à região onde está colocada.

Para carregamento monotónico, o maior comprimento no pilar superior verifica-se no provete TPB-1, facto já esperado devido à existência da emenda dos varões longitudinais nesse elemento. No pilar inferior e na viga, o maior comprimento foi obtido no provete TPA-1, com as distâncias na viga a não se revelarem tão díspares como nos pilares.

Tabela 15 - Comprimento de rótula plástica (TPA-1 vs TPB-1 e TPA-2 vs TPB-2)

Provete	Pilar Superior		Pilar Inferior		Viga	
	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h	L_p (m)	L_p/h
TPA-1	0,15	0,6	0,2	0,8	0,09	0,23
TPB-1	0,22	0,88	0,10	0,4	0,07	0,175
TPA-2	0,20	0,8	0,13	0,52	0,03	0,0075
TPB-2	0,09	0,36	0,09	0,36	0,07	0,175

Relativamente ao carregamento cíclico, o provete TPA-2 apresenta maiores comprimentos de rótula nos pilares, em especial no pilar superior que é 2,2 vezes maior que no TPB-2. Em contrapartida a viga deste último provete apresenta uma rótula plástica superior, relativamente ao TPA-2.

6.3.4. Relação momento-curvatura

De forma a melhor compreender a influência da emenda no pilar procedeu-se ao estudo da relação momento aplicado vs curvatura medida da região onde a mesma foi aplicada. Assim, analisando os momentos curvatura do pilar superior junto ao nó dos provetes TPA-2 e TPB-2 (ver Figura 70 a)), observa-se que os provetes possuem um desempenho díspar. De uma forma geral o provete TPB-2 atingiu uma curvatura nesta região superior à verificada no provete padrão. Devido às semelhanças geométricas de ambos os provetes, os momentos máximos atingidos são semelhantes. É após esta fase que se verifica as diferenças no comportamento de cada um.

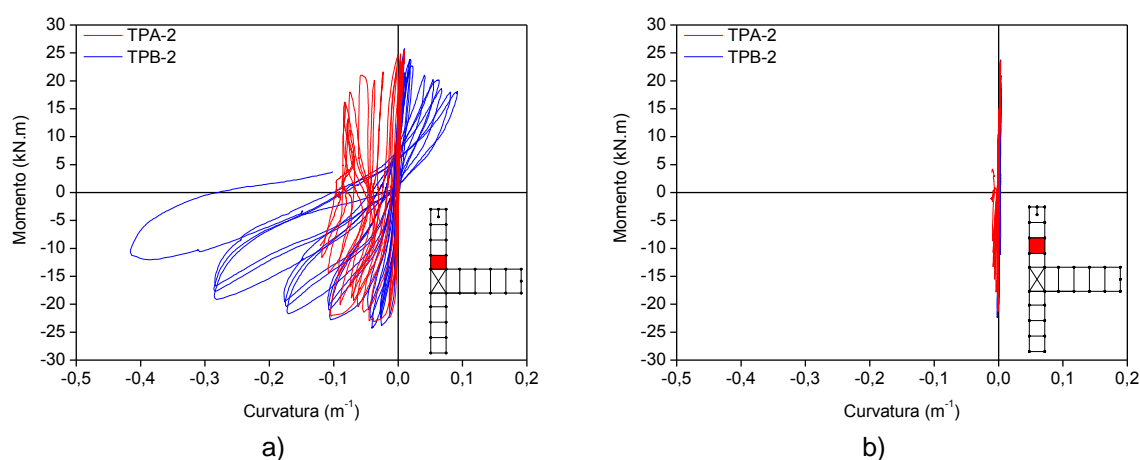


Figura 70 – Momento-curvatura do pilar superior: a) troço 1; b) troço 2;

O pilar superior do provete TPA-2 revela uma diminuição da sua resistência de flexão e um aumento da sua curvatura, entrando num patamar onde se verifica a existência de deformações residuais. No último ciclo de carregamento o momento resistente da secção é de 15 kN·m no sentido positivo e -13,7 kN·m no sentido negativo, para uma curvatura média de $-0,10 \text{ m}^{-1}$.

Para o provete TPB-2, após se atingir o momento máximo, observa-se uma diminuição de resistência à flexão e um aumento da curvatura do pilar superior, mas este apresenta uma capacidade de recuperação maior relativamente ao provete padrão, apesar de os valores de curvaturas verificadas serem superiores, atingindo no último ciclo curvaturas de $0,09 \text{ m}^{-1}$ e $-0,28 \text{ m}^{-1}$, no sentido positivo e negativo respectivamente. Para estes ciclos, os valores dos momentos são de 17,8 kN·m, e $-18,8 \text{ kN}\cdot\text{m}$. O escorregamento das armaduras que compõem a emenda está directamente relacionado com este aumento da rotação do pilar superior.

Se observarmos a Figura 70 b), concluímos que ao longo do desenvolvimento do pilar superior, a relação momento-curvatura é praticamente igual em ambos os provetes, porque no segundo alinhamento de sensores aplicados nos pilares, a curvatura é próxima de zero em ambos.

6.4. Influência da pormenorização da armadura da viga

Pretende-se com este subcapítulo estudar a importância de dois tipos diferentes de ancoragem da viga ao pilar. Para tal, será efectuada uma comparação entre o provete padrão, cuja ancoragem é efectuada com dobra de 90° seguida de segmento recto e gancho no final, com o provete TPC em que a ancoragem se limita ao uso de um gancho no final dos varões longitudinais da viga.

6.4.1. Envoltentes força-deslocamento

Da Figura 71 observa-se que até um *drift* de 1,0% ambos os provetes têm um comportamento semelhante, apesar de o provete padrão apresentar uma maior rigidez inicial. As capacidades máximas resistente dos dois provetes são próximas, com o padrão a apresentar uma força resistente 7,8% superior. O provete TPA-2 mantém esta resistência até um *drift* de 2,0%, altura em que o provete TPC já praticamente atingiu a ruptura.

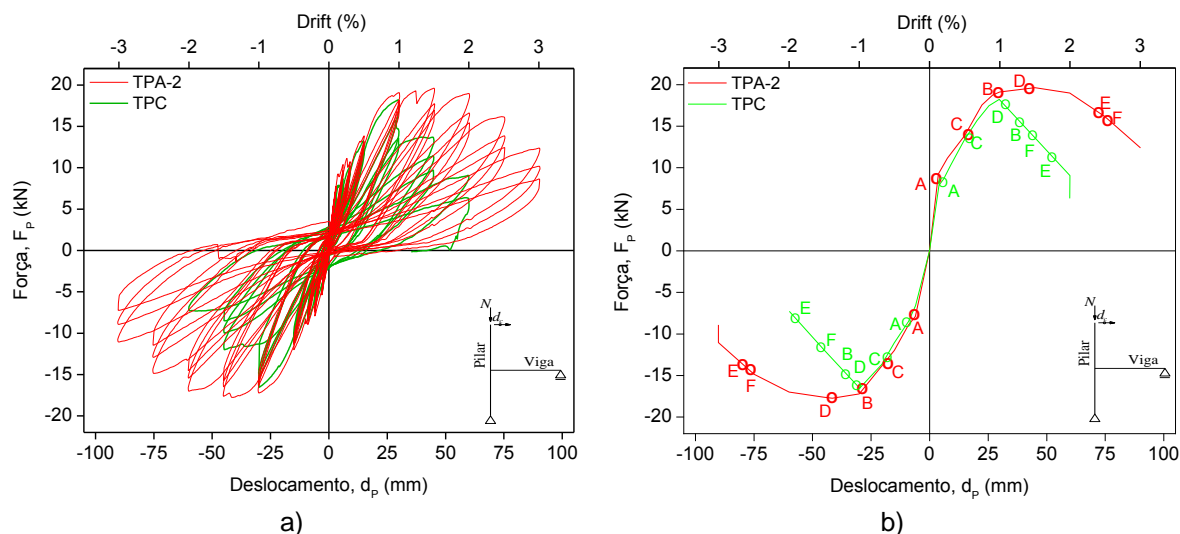


Figura 71 - Relação força-deslocamento (TPA-2 e TPC): a) resposta cíclica; b) envolvente;

O início da fissuração na viga dá-se para valores próximos de deslocamento, para os quais correspondem forças semelhantes. Os valores dos deslocamentos de cedência também são semelhantes.

É a partir do *drift* de 1,0% que ocorrem as grandes diferenças, com o provete TPC a perder de forma abrupta a sua rigidez. Nesta etapa verifica-se neste provete a formação de fissuras diagonais seguidas da fissuração dos pilares. Até ao *drift* de 2,0% a força última é atingida e a ruptura por destacamento do betão acontece.

6.4.2. Energia dissipada e amortecimento equivalente

A tendência de crescimento da energia dissipada é semelhante em ambos os provetes. A grande diferença prende-se com a energia máxima dissipada, em que o provete TPA-2 atinge um valor de 7,69 kN·m (alcançado para um *drift* de 3,0%), muito superior ao máximo atingido pelo provete TPC, que se ficou por uma energia dissipada de 3,07 kN·m, para um *drift* de 2,0%.

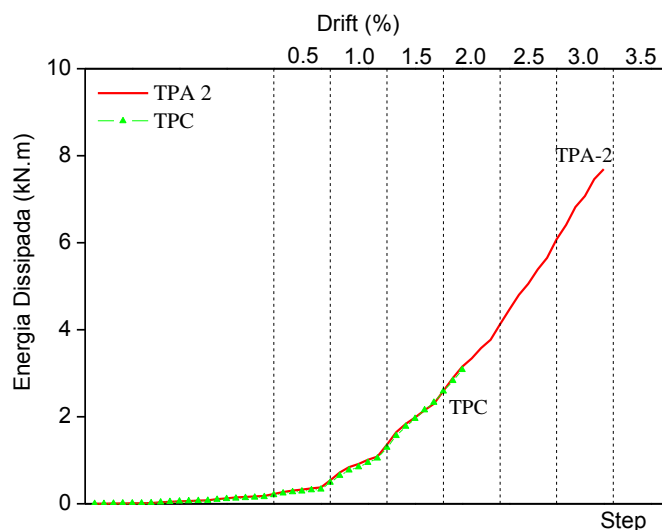


Figura 72 – Evolução da energia dissipada nos ensaios dos provetes TPA-2 e TPC

As evoluções da relação amortecimento equivalente-ductilidade de deslocamento dos dois provetes, são muito diferentes uma da outra. No provete TPC essa evolução é muito acentuada quando comparada com o provete TPA-2. As ductilidades máximas atingidas são de 3,4 para o primeiro e 5,0 para o segundo, com os valores de amortecimento atingidos no último ciclo a andarem na ordem dos 15,9% e 10,63%, respectivamente. Assim o amortecimento máximo do provete TPC é 49,8% maior do que o atingido pelo provete padrão.

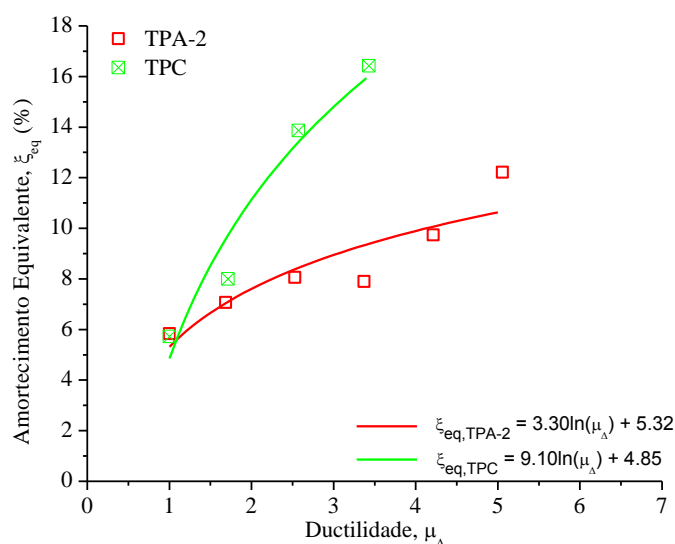


Figura 73 – Relação amortecimento equivalente-ductilidade (TPA-2 vs TPC)

6.4.3. Danos e comprimentos de rótula plástica observados

Na Figura 74 observa-se o estado final de dano nos dois provetes. À primeira vista nota-se que o grau de fissuração no interior do nó do provete TPC é menor que no provete padrão. No provete TPC, o dano concentra-se nas zonas de interface dos pilares com o nó, e a viga apresenta maior número de fissuras ao longo da mesma, salientando-se ainda a formação das duas fendas diagonais por esforço de corte no interior do nó.



Figura 74 – Detalhe no nó: a) TPA-2; b) TPC;

O uso de ancoragem em gancho na ponta dos varões longitudinais da viga, leva a que o recobrimento do betão na face exterior do nó seja mais solicitado, provocando a ruptura por destacamento do betão, numa fase mais prematura. A ancoragem do provete TPA-2, melhora o confinamento do betão, resultando numa melhor distribuição de tensões, e logo maior distribuição da fissuração ao longo do nó.

O provete TPC apresenta os maiores comprimentos de rótula plástica em todos os elementos, com especial destaque para os pilares.

Tabela 16 – Comprimento de rótula plástica (TPA-2 vs TPC)

Proвете	Pilar Superior		Pilar Inferior		Viga	
	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)	L_P (m)	L_P/h (m)
TPA-2	0,20	0,8	0,13	0,52	0,03	0,0075
TPC	0,3	1,2	0,25	1,0	0,08	0,2

6.4.4. Rotação absoluta da ligação viga-pilar

Com o intuito de complementar o estudo do comportamento cíclico do provete TPC, observe-se a Figura 75 representativa da evolução da rotação sofrida pelo núcleo do nó. Antes de mais saliente-se que o desfasamento que é possível observar se deve ao deslocamento que foi imposto de forma diferente para cada provete. Não obstante este facto, pode-se verificar que a rotação do nó de ambos os provetes é semelhante até um *drift* de 1,3%, altura em que o provete TPC sofre uma degradação das suas propriedades resistentes. As deformações sofridas pelo nó são de tal forma graves, que é possível verificar pela rotação do nó, que o mesmo não recupera totalmente após inversão dos sentidos de carregamento.

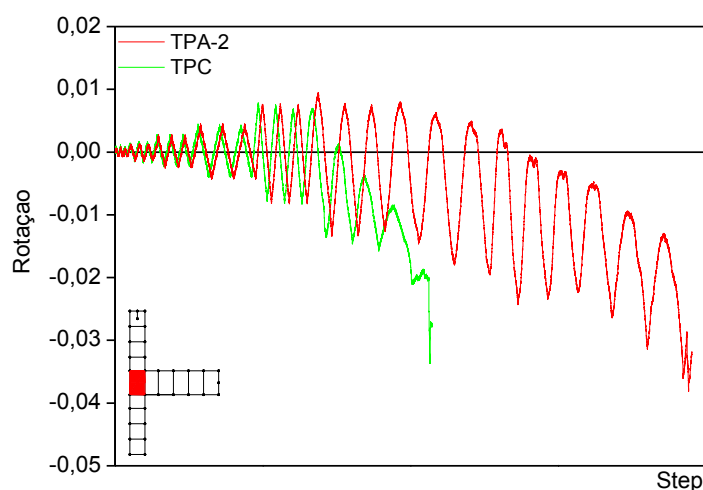


Figura 75 – Rotação absoluta (TPA-2 vs TPC)

É perceptível na Figura 75 que este fenómeno só ocorre no provete TPA-2 em fases mais adiantadas de carregamento, e que a sua capacidade de recuperação vai diminuindo de forma mais gradual, ao contrário do provete TPC em que a quebra foi mais abrupta.

6.5. Influência do escorregamento

6.5.1. Envoltentes força-deslocamento

De acordo com a Figura 76 observa-se que ambos os provetes tiveram um comportamento histerético similar. O provete TD atinge uma força máxima resistente de 20,7 kN, cerca de 5,6% mais que a observada no provete TPA-2, que alcança um valor de 19,6 kN. O provete com armadura nervurada apresenta uma rigidez inicial semelhante

ao provete padrão, pelo menos até se iniciar a fissuração nas vigas, que acontece para um *drift* de 0,2% em ambos os provetes. Após esta fissuração inicial o provete padrão apresenta uma diminuição da sua rigidez mais acentuada do que o provete TD, onde esta diminuição é menor. Após ser atingida a capacidade máxima, o provete TD é o que apresenta a maior degradação de resistência.

Para ambos os provetes, os valores dos deslocamentos de cedência são semelhantes, tal como o início da fissuração dos pilares, que acontecem para *drift* de 0,2% e 1,0% respectivamente.

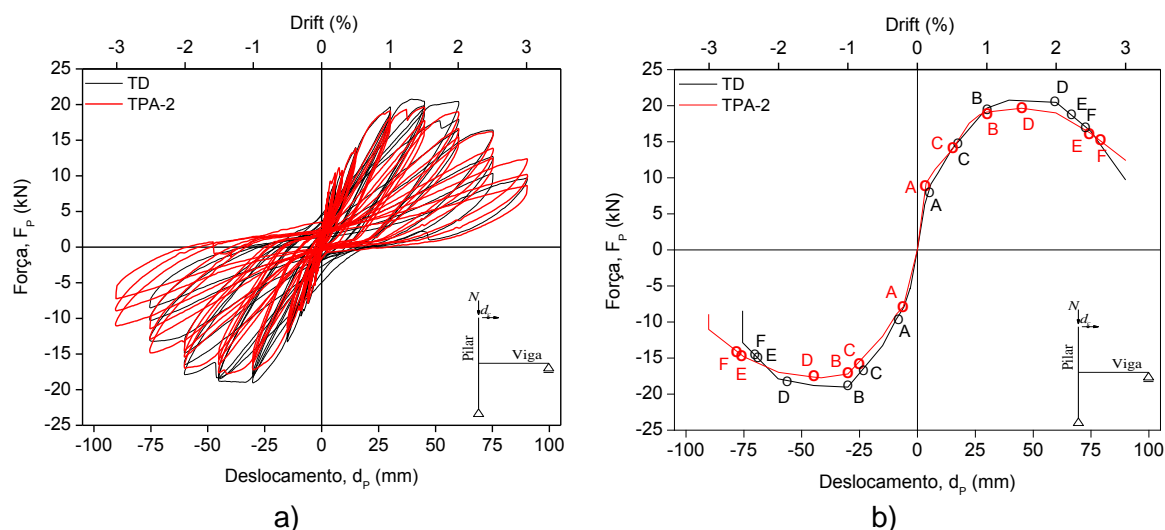


Figura 76 - Relação força-deslocamento (TPA-2 e TD): a) resposta cíclica; b) envolvente;

A fissuração diagonal surge mais cedo para o provete TPA-2, para valores de *drift* de 1,5%, enquanto no TD este tipo de fissuração só ocorre para um *drift* de 2,0%. As forças últimas verificadas no provete padrão, de valor 15,7 kN (sentido positivo) e 14,2 kN (sentido negativo) são menores do que as verificadas no provete nervurado, que obteve valores de força de 16,6 kN e 15,2 kN, respectivamente.

6.5.2. Energia dissipada e amortecimento equivalente

No que respeita à capacidade de dissipação de energia dos provetes, analisando a Figura 77 pode-se concluir que até um *drift* de 1,0% o seu comportamento é semelhante. No intervalo entre o *drift* de 1,0% e 1,5%, o provete padrão demonstra uma maior capacidade de dissipação de energia. Depois desta fase, a evolução da energia dissipada torna-se muito mais acentuada para o provete TD, com a diferença entre os dois provetes a acentuar-se cada vez mais à medida que o deslocamento imposto vai

umentando. Apesar disso, no último ciclo o provete padrão mostra uma energia dissipada de 7,69 kN·m, mais 7,8% do que no provete nervurado, onde a energia máxima foi de 7,14 kN·m. Este valor foi obtido para o primeiro ciclo do nível de *drift* 3,0%, um pouco mais baixo do que o atingido pelo provete TPA-2. A energia máxima dissipada pelo provete TD é correspondente para o *drift* de 2,5%. Para este nível de deslocamento o provete padrão apresenta um valor de energia dissipada de 6,08 kN·m, cerca de 14,8% menos que o provete com armadura nervurada, comprovando que este tipo de armadura permite uma maior capacidade de dissipação de energia.

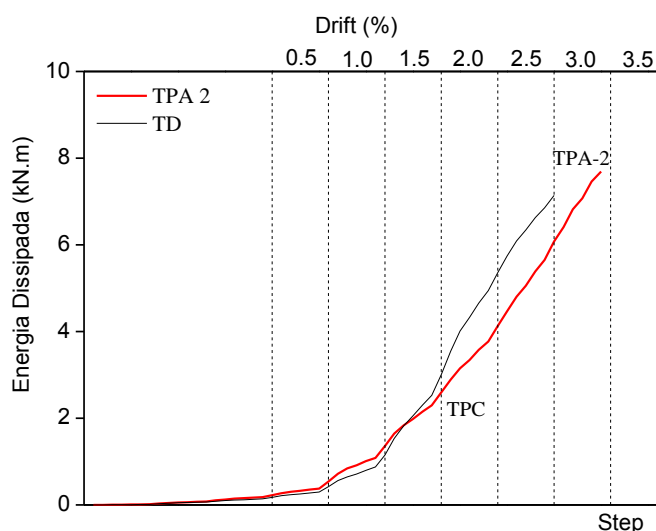


Figura 77 – Evolução da energia dissipada os ensaios dos provetes(TPA-2 vs TD)

Como se pode observar na Figura 78 que as relações amortecimento equivalente-ductilidade de deslocamento são bastante díspares. A tendência desta relação é muito mais acentuada para o provete TD. Este apesar de atingir um maior amortecimento equivalente fá-lo para uma ductilidade menor, quando comparado com o provete padrão.

Inicialmente, até ductilidades de 1,8, o provete TD apresenta um amortecimento inferior ao do TPA-2, verificando a inversão deste facto para ductilidades maiores. A ductilidade máxima do provete nervurado é de 4,2, aproximadamente 16% menos que a conseguida pelo provete TPA-2. Os respectivos valores de amortecimentos equivalentes são de 12,2% e 10,63%, que representa um ganho do provete TD de 14,7% em relação ao provete padrão.

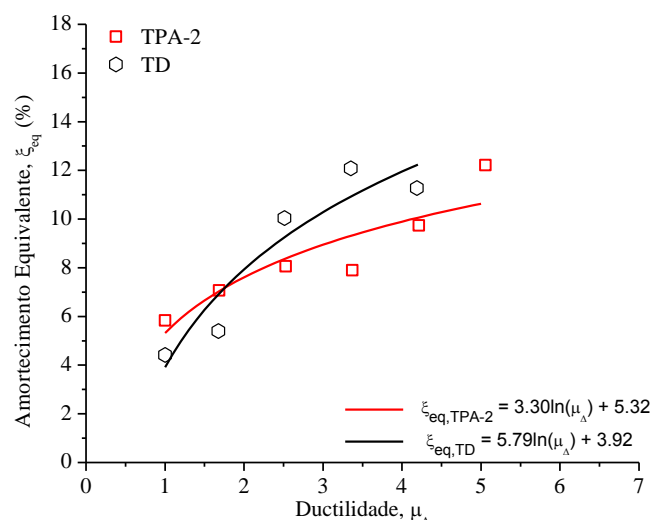


Figura 78 – Relação amortecimento equivalente-ductilidade (TPA-2 vs TD)

6.5.3. Danos e comprimentos de rótula plástica observados

Observando a Figura 79 observa-se logo a partida uma maior fissuração da viga do provete TD, distribuída ao longo da mesma. Isto está directamente relacionado com o uso de varões nervurados, que ao garantirem uma maior aderência provocam uma melhor distribuição/uniformização do dano ao longo do elemento. No núcleo do nó é visível uma grande distribuição do dano, tal como no provete padrão, sinónimo de que o tipo de ancoragem utilizado distribui de uma forma mais homogênea os esforços que lhe são aplicados.

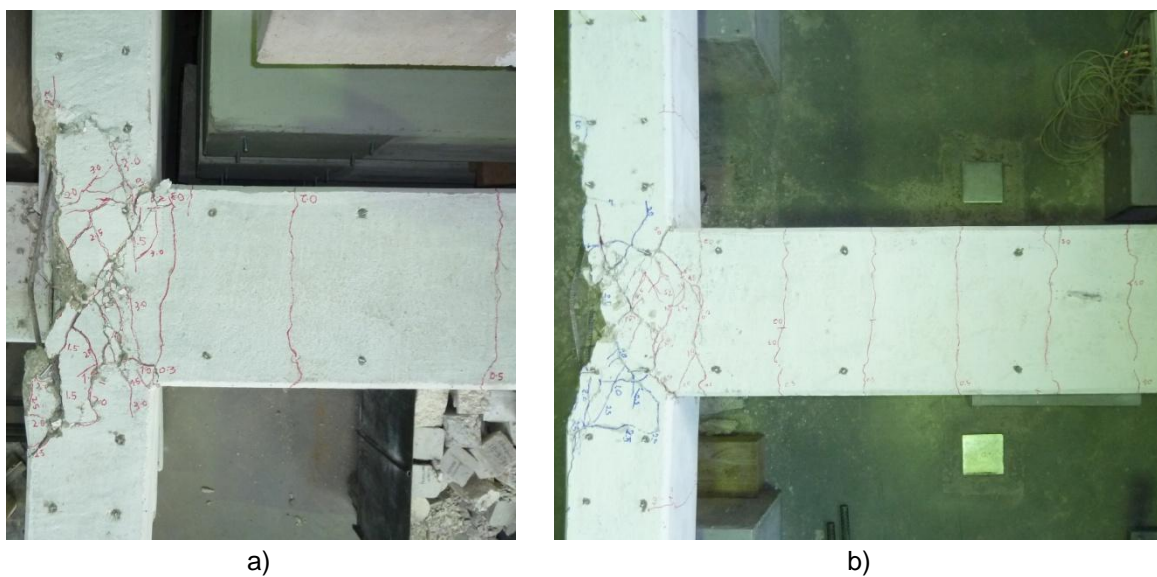


Figura 79 – Detalhe no nó: a) TPA-2; b) TD;

O provete TD, comparativamente ao provete padrão, apresenta maiores comprimentos de rótula plástica em todos os elementos. Destaque especial para o pilar inferior, onde o comprimento de rótula foi de 1,12h, cerca de 2,15 vezes superior ao do provete TPA-2. Na viga, a rótula atinge um comprimento 25 vezes superior ao obtido no provete padrão.

Tabela 17 - Comprimento de rótula plástica (TPA-2 vs TD)

Proвете	Pilar Superior		Pilar Inferior		Viga	
	L_P (m)	L_P/h	L_P (m)	L_P/h	L_P (m)	L_P/h
TPA-2	0,20	0,8	0,13	0,52	0,03	0,0075
TD	0,27	1,08	0,28	1,12	0,076	0,19

6.5.4. Relação momento-curvatura

Observando as relações momento-curvatura da viga representadas na Figura 80, constata-se que na primeira fatia de monitorização, o provete TD atingiu valores de momentos na ordem dos 28,4 kN·m no sentido positivo do deslocamento, e -26 kN·m no sentido contrário. A estes valores correspondem curvaturas de $0,05 \text{ m}^{-1}$ e $-0,03 \text{ m}^{-1}$, respectivamente. Salienta-se uma curvatura de $0,1 \text{ m}^{-1}$ atingida para um momento de 27,9 kN·m, ocorre numa fase do ensaio em que a propagação do dano evoluía de forma célere. Posteriormente, a curvatura atingida diminui gradualmente, juntamente com o momento necessário aplicar., começando a ser perceptível que para valores baixos de momento aplicado, começam a ocorrer grandes variações de curvatura. Tal acontece porque após aplicação dos vários ciclos carga/descarga, as nervuras dos varões de aço têm um efeito abrasivo no betão, começando a destruir a aderência mecânica existente. O nó começa a ter então um comportamento semelhante ao do aço liso, facto que pode ser verificado com o provete TPA-2, que demonstra um comportamento similar mas para fases de carregamento mais primitivas.

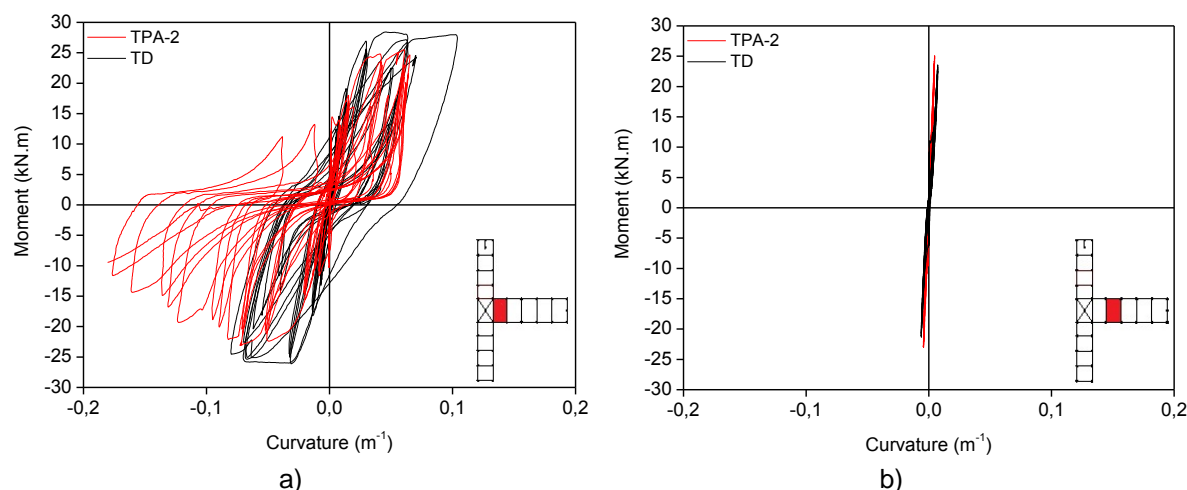


Figura 80 - Momento-curvatura da viga: a) slice 1; b) slice 2;

O provete padrão não atinge momentos tão elevados como o nervurado. Por terem as mesmas características geométricas, esta diferença pode ser explicada pelas características mecânicas do aço nervurado, que se verificou nos ensaios de tracção efectuados (ver 4.2.2), ser mais resistente que o aço liso. Porém, nos instantes antes e após estes máximos serem atingidos, verifica-se que a variação de momentos é grande para variações reduzidas de curvatura, sinal de que o fechamento das fendas ocorre com relativa facilidade. Com o avançar dos carregamentos o provete começa a mostrar sinais de ter já algumas deformações residuais no betão. A sua capacidade de resposta à inversão de sinal do carregamento diminui, obtendo-se curvaturas na ordem dos $0,16 m^{-1}$ para valores de momento de $-10,6 kN \cdot m$.

Observando-se a Figura 80 b), representativa da relação momento-curvatura medida na segunda fatia do esquema de monitorização instalado, conclui-se que a curvatura na viga foi similar em ambos os provetes. Os valores atingidos rondam os $0,004 m^{-1}$ e os $0,007 m^{-1}$, para o provete TPA-2 e TD respectivamente. Como esperado, pela maior capacidade de fissuração advinda da armadura nervurada, o provete TD apresenta valores superiores de curvatura mas para momentos inferiores. Em ambos os provetes, a curvatura da viga atinge valores muito baixos, quando comparados com os observados na primeira fatia, a mais próxima do nó.

7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. Conclusões

As estruturas de betão armado anteriores à década de 70, estão mal preparadas para suportar acções cíclicas de grande intensidade, como as induzidas por sismos. Por más práticas de construção e fracas soluções construtivas, estes edifícios apresentam uma deficiência na sua ductilidade para resistir a este tipo de fenómeno, com as ligações viga-pilar a serem as zonas mais afectadas por esta carência. Apesar do âmbito do trabalho realizado se cingir apenas ao comportamento deste tipo de ligação, importa referir que no estudo da vulnerabilidade de estruturas de betão armado sujeitas a acção sísmica, é de extrema importância considerar aspectos relativos ao seu comportamento global como por exemplo, a distribuição da rigidez pelos elementos que as compõem.

Para a realização deste estudo foram construídos e ensaiados seis provetes com diferentes soluções construtivas a serem adoptadas. A bateria de ensaios efectuada permitiu estudar a influência relativa de cada solução no comportamento global do nó, conseguindo-se demonstrar que alguns factores, como o tipo de carregamento aplicado, propriedades da armadura e detalhes de ancoragem influenciam o comportamento global das ligações viga-pilar de betão armado.

De uma forma global, e porque as características geométricas eram iguais para todos os provetes, as resistências máximas obtidas foram de certa forma semelhantes, obtendo-se uma variação máxima de cerca de 15%.

O tipo de carregamento aplicado repercutiu-se no comportamento do nó após ter sido atingida a sua capacidade resistente máxima. Quando comparados com os provetes submetidos a carregamento monotónico, os provetes sujeitos a carregamento cíclico demonstraram uma perda rápida da sua integridade estrutural, consequência da aceleração da degradação mecânica sofrida pelo betão quando sujeito a este tipo de acção. Pelo contrário, a acção contínua permite a este material manter por mais tempo as suas características mecânicas, conseguindo-se atingir níveis de deslocamento superiores sem perda significativa de resistência, ou seja, não apresentando degradação de resistência.

A existência de emenda nos varões longitudinais do pilar superior não se revelou determinante na resposta do nó viga-pilar no que respeita a capacidades resistentes máximas, que apresentaram valores bastante semelhantes. A influência da emenda observou-se no comportamento do nó nas fases mais adiantadas de carregamento. A inserção da mesma no pilar superior reflectiu-se principalmente no padrão de distribuição dos danos, concentrando-o nas zonas de interface dos elementos com o nó. Observou-se uma maior distribuição do dano no pilar, com uma maior energia dissipada associada. O fenómeno de escorregamento das armaduras que ocorre naquela região conferiu ao provete uma maior capacidade de deformação.

Nos ensaios realizados, o detalhe da armadura da viga na ancoragem ao pilar revelou ser um factor importante a ter em conta, sendo notória a sua influência na resposta global do provete. Verificou-se que a modificação deste parâmetro alterou a distribuição das tensões no interior do nó, tornando-o menos resistente a esforços de corte. A sua capacidade de rotação e de dissipação de energia é reduzida, com a rotura a ser atingida prematuramente.

O uso de armadura nervurada reflectiu-se numa maior propagação do dano ao longo dos elementos que compõem o nó. A resistência máxima alcançada foi superior à atingida com armadura lisa, podendo-se relacionar com o facto de este tipo de armadura apresentar maior resistência do que a armadura lisa.

Saliente-se ainda a relevância cada vez mais crescente dos modelos numéricos de análise não-linear disponíveis actualmente. A campanha de ensaios realizada neste trabalho, permite que possíveis trabalhos futuros incidam numa melhor calibração destes modelos, contribuindo assim para uma melhor preservação dos edifícios antigos de betão armado.

7.2. Possíveis acções de desenvolvimento futuro

Considerando as conclusões obtidas neste trabalho e tendo em conta a dimensão do assunto em questão, observa-se que há ainda um vasto trabalho a realizar, de forma a obter mais informações acerca das ligações viga-pilar de betão armado. Propõem-se assim, algumas direcções possíveis para estudos futuros abrangendo outras variáveis preponderantes no comportamento dos nós viga-pilar externos:

- Estudo da influência das características geométricas das secções dos elementos que compõem o nó no desempenho global do mesmo;
- Análise do desempenho de ligações viga-pilar com e sem armadura transversal no interior do nó de forma a compreender melhor a sua influência no modo de rotura das mesmas.
- O esforço axial é um factor importante a ser estudado. De que forma este esforço influencia a resistência e o modo de rotura dos nós quando sujeitos a acções cíclicas;
- Estudo da influência do esforço axial excêntrico nas ligações viga-pilar exteriores, uma vez que na prática raramente existem forças axiais centradas;
- Estudo da influência das percentagens das armaduras longitudinais das vigas e dos pilares, e como estas afectam o comportamento dos nós submetidos a acções cíclicas;
- Estudo de soluções que melhorem o comportamento de estruturas de betão armado quando sujeitas a acções cíclicas com o objectivo de incrementar a sua ductilidade. Para isso dever-se-á analisar mais profundamente o mecanismo de aderência entre o aço e o betão das ligações viga-pilar que as compõem;
- Melhor calibração dos modelos computacionais numéricos não-lineares tendo em conta os resultados apresentados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVA, GERSON MOACYR SISNIEGAS - "Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Nós de Pórtico de Concreto Armado Submetido a Ações Cíclicas". São Paulo: Universidade de São Paulo, 2004.
- APPLETON, JÚLIO- "CONSTRUÇÕES EM BETÃO - Nota histórica sobre a sua evolução". Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- ASCHHEIM, M. - "The Izmit earthquake of 17th August 1999 - Preliminary observations". EERI Reconnaissance Team - Mid-America Earthquake Center. (2001) .
- BALÁZS, G.L. - "Cracking analysis based on slip and bond stresses", ACI Materials Journal. Vol. v. 90 (1993) , p. p. 340-8.
- BARBOSA, L.A.G.; ALMEIDA, P.A.O.- "Nós de Pórtico em Estruturas de Concreto Armado", Congresso Brasileiro do Concreto, Foz do Iguaçu, 2001.
- BHATT, CARLOS AUGUSTO FERNANDES - "Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 - Análises Lineares e Não Lineares". Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2007.
- CALVI, G.M.; MAGENES, G.; PAMPANIN, S. - "Experimental Test on a Three Storey RC Frame Designed for Gravity Only". 12th European Conference on Earthquake Engineering Paper Reference 727.
- CEN- Eurocódigo 2: "Projecto de Estruturas de Betão: Parte 1-1: Regras Gerais e regras para edifícios", Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2004.
- CHOPRA, A.K. - "Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering", 2nd Edition. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, Inc, 2001.
- CICCO, F. DE; PROTA, A.; COSENZA, E. - "Experimental Investigations and Analytical Modeling of the Cyclic Behaviour of Smooth Steel Bars". The 14th World Conference on Earthquake Engineering October, Beijing, China. 2008.

- CRUZ, JOSÉ SENA [et al.] - "Modelo para Estruturas Porticadas Planas de Betão Armado sob Acções Cíclicas". Guimarães: Universidade do Minho, 2000.
- DOWRICK, DAVID- Earthquake Resistant Design: A Manual for Engineers and Architects. New York: John Wiley, 1977.
- EN-ISO-6892- Metallic materials. Tensile testing. Part 1: Method of test at room temperature. 2009.
- FABBROCINO, G.; VERDERAME, G. M.; MANFREDI, G. - "Experimental Behaviour of Straight and Hooked smooth bars in Existing RC Buildings". 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 393.
- FABBROCINO, GIOVANNI [et al.] - "Experimental Response and Behavioral Modelling of Anchored Smooth Bars in Existing RC Frames". University of Naples, 2002.
- FERNANDES, REJANE MARTINS - "A Influência das Acções Repetidas na Aderência Aço-Concreto". São Paulo: Universidade de São Paulo, 2000.
- FILHO, JOSAFÁ OLIVEIRA - "Estudo Teórico-Experimental da Influência das Cargas Cíclicas na Rigidez de Vigas de Concreto Armado". São Paulo: Universidade de São Paulo, 2005.
- FUSCO, P.B. - "Técnicas de armar estruturas de concreto", São Paulo: Pini: 1995.
- GARCIA, R.F.C. - "Mecanismo de Aderência aço liso-betão na resposta cíclica de nós", Aveiro: Universidade de Aveiro, 2011.
- GOMES, AUGUSTO; APLETTON, JÚLIO - "Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling". Lisboa: Instituto Superior Técnico, 1997.
- GUEDES, JOÃO PAULO SOUSA COSTA MIRANDA - "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete bridges. Modelling, numerical analysis and experimental assessment". Porto, 1997.
- HA, G.J.; KIM, J.K.; CHUNG, L- Response of reinforced high-strength concrete beam column joints under load reversals: Magazine of Concrete Research. 1992.

- HEGGER, S.J.; SHERIF, A; ROESER, W. - "Nonseismic design of beam-column joints", ACI Structural Journal. Vol. V. 100, 2003.
- HERTANTO, ERIC - "Seismic Assessment of pre-1970's reinforced concrete structure". Christchurch, New Zealand: University of Canterbury, 2005.
- HWANG, S.J.; LEE, H.J. - "Analytical model for predicting shear strengths of exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance", ACI Structural Journal. Vol. v. 96, 1999.
- JÚNIOR, E.C.A.; GIONGO, J.S. - "Análise Numérica da Ancoragem em Ligações do Tipo Viga-Pilar de Extremidade". Caderno de Engenharia de Estruturas. Vol. v. 10, 2008.
- MELO, JOSÉ FILIPE MIRANDA - "Influência do escorregamento na resposta cíclica de elementos de BA". Aveiro: Universidade de Aveiro, 2009.
- MENEGOTTO, MARCO; PINTO, PAOLO - "Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force and Bending". IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted On by Well- Defined Repeated Loads, 1973.
- MONTI, GIORGIO; NUTI, CAMILLO - "Nonlinear Cyclic Behaviour of Reinforcing Bars Including Buckling". Journal of Structural Engineering. Vol. 118, n.º 12, 1992.
- MURTY, D.S.R. [et al.] - "Effectiveness of reinforcement details in exterior reinforcement beam - column joints for earthquake resistance", ACI Structural Journal. Vol. v. 100, 2003.
- SASTRY, S.G.; LAKSHMI, P.N.V.A.P.P.; RAO, D.L.N.- "Adequacy of development lengths of beam bars in end column - beam junctions", International Symposium on Innovative World of Concrete. Calcutta, 1998.
- NATAL, JORGE; DINIS, L. M. J. S.- "Teoria da Plasticidade". Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2005.
-

- ORTIZ, I.R. - "Strut-and-tie modelling of reinforced concrete. Short beams and beam-column joints", London: University of Westminster, 1993.
- P.RAJARAM; A.MURUGESAN; G.S.THIRUGNANAM - "Experimental Study on behavior of Interior RC Beam Column Joints Subjected to Cyclic Loading", International Journal of Applied Engineering Research. Vol. I, 2010.
- PAMPANIN, S.; CALVI, G.M.; MORATTI, M. - "Seismic Behaviour of R.C. Beam-Column Joints Designed for Gravity Loads". 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 726, 2002.
- PARK, R; PAULAY, T. - "Behaviour of reinforced concrete external beam-column joints under cyclic loading", FIFTH WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, Roma. Vol. 1, 1973.
- PARKER, D.E.; BULLMAN, P.J.M. - "Shear strength within reinforced concrete beam-column joints", The Structural Engineer. Vol. v. 75, 1997.
- PAULAY, T.; PRIESTLEY, M.- "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", 2nd. New York: John Wiley & Sons, 1992.
- PINHEIRO, L.M.; MUZARDO, C.D. - "Aderência e ancoragem", São Paulo: Universidade de São Paulo, 2003.
- POPOV, E.P. - "Bond and anchorage of reinforcing bars under cyclic loading", ACI Journal, 1984.
- PRIESTLEY, M.N.J. - "Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings", Journal of Structural Engineering. Vol. Vol. 120, n.º No. 8, 1997.
- RBA- "Regulamento do Betão Armado", Aprovado pelo Decreto nº 25:948, 1935.
- REBA- "Regulamento de Estruturas de Betão Armado", Aprovado pelo Decreto nº 47723, 1967.
- REBAP- "Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado", 1983.

SCOTT, R.H.- "Behaviour of high strength concrete beam-column connections", Second International Conference on High-Performance Concrete, performance and Quality of Concrete Structures. Gramado, 1999.

SCOTT, R.H. - "Intrinsic Mechanisms in Reinforced Concrete beam-column connection behaviour", ACI Structural Journal. Vol. v. 93, 1996.

TASSIOS, T.P. - "Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions", Universidade de São Paulo, 1979.

TAYLOR, H.P.J. - "The behaviour on in-situ concrete beam-column joints", . Wexham Springs, 1974.

VARUM, HUMBERTO SALAZAR AMORIM - "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings", Aveiro: Universidade de Aveiro, 2003. PhD.